



Bouwrijp maken Overtuinen veld A en veld B

Advies voorbelasting en damwandconstructies | Zaandam

6422-222651-64-R02-v1.5 1.5 | 10 August 2023

Definitieve rapportage

Sweco Nederland B.V.

Documentbeheer

Documentgegevens

Projectnaam	Bouwrijp maken Overtuinen veld A en veld B
Documentnaam	Advies voorbelasting en damwandconstructies
Fugro-projectnr.	6422-222651
Fugro-documentnr.	6422-222651-64-R02-v1.5
Versienummer	1.5
Versiestatus	Definitieve rapportage
Fugro entiteit	Fugro NL Land B.V.
Adres Fugro-kantoor	Zekeringstraat 41a 1014 BV Amsterdam

Klantgegevens

Klant	Sweco Nederland B.V.
Adres klant	Robijnstraat 11, 1812 RB Alkmaar
Contactpersoon klant	Dhr. R. Kok en dhr. C van Vliet

Versiebeheer

Versie	Datum	Status	Omschrijving	Opgesteld door	Gecontroleerd door	Goedgekeurd door
1.1	09-05-2023	Concept	-	SBA/RZG	MMU	MMU
1.3	23-06-2023	Concept	-	RZG	SBA	
1.4	28-06-2023	Definitief	-	RZG		
1.5	07-11-2023	Definitief	-	RZG		

Projectteam

Initialen	Naam	Rol
SBA	S. Bakkum	Adviseur Geotechniek
RZG	R. Rozing	Senior Consultant Geotechniek
MMU	M. Muller	Senior Consultant Geotechniek

Inhoud

Documentbeheer	ii
Documentgegevens	ii
Klantgegevens	ii
Versiebeheer	ii
Projectteam	ii
Inhoud	i
Bijlagen	ii
1. Inleiding	1
2. Projectomschrijving	2
3. Geotechnisch onderzoek en bodemgesteldheid	6
3.1 Algemeen	6
3.2 Globale bodemgesteldheid	6
3.3 Grondwaterstanden en stijghoogten	7
3.4 Grondparameters	7
3.5 Bestaande kademuur	8
3.6 Gasleiding langs Provincialeweg	8
3.7 Woningen langs Provincialeweg	8
4. Damwandadvies	9
4.1 Berekeningsmethode	9
4.2 Uitgangspunten berekeningen	10
4.2.1 Veiligheidsklasse	10
4.2.2 Damwandprofiel	10
4.2.3 PET-geogrids	12
4.2.4 Wegtrajecten en doorsneden	13
4.2.5 Terrein- en verkeersbelasting	13
4.2.6 Geometrische parameters en overige uitgangspunten	13
4.3 Berekeningsresultaten	14
4.4 Dimensionering PET-geogrid	19
4.5 Toetsing vloeimoment en dwarskracht	20
4.6 Toetsing vervormingen	20
4.7 Beschouwing vrijstaande damwand	21
4.8 Voorbelasting randzone veld B met verticale drains	23
4.9 Beschouwing restzetting Dik Trompad	24
4.10 Samenvatting	25
5. Stabiliteitsberekening	26

5.1	Methode Bishop	26
5.2	Stabiliteitsanalyse	26
5.2.1	Dwarsdoorsnede 1	27
5.2.2	Dwarsdoorsnede 2 + 3	27
5.2.3	Dwarsdoorsnede 5	28
5.2.4	Dwarsdoorsnede 6	28
5.3	Samenvatting en adviezen	29
5.4	Uitbreiding voorbelasting langs provinciale weg	30
		34
6.	Uitvoering en monitoring	34
6.1	Algemeen	34
6.2	Monitoring kademuur en fasering voorbelasting	35
6.3	Monitoring damwanden en fasering voorbelasting	35

Bijlagen

- A.1 Rapportage geotechnisch veldwerk Dik Trompad 2015
- A.2 Rapportage geotechnisch veldwerk Overtuinen veld A 2022

1. Inleiding

Op 20 oktober 2022 ontving Fugro te Amsterdam van Sweco de opdracht voor het uitvoeren van het uitbrengen van een damwandadvies en stabiliteitsanalyse voor het project "Bouwrijp maken Overtuinen Veld A en Veld B" te Zaandam. Veld A is het noordelijke gedeelte van het projectgebied en projectontwikkelaar is Partheon; Veld B is het zuidelijke gedeelte van het projectgebied en projectontwikkelaar is de gemeente Zaandam.

De resultaten van dit onderzoek zijn gebaseerd op de opdracht en de in het rapport beschreven uitgangspunten. Fugro neemt geen verantwoordelijkheid voor de juistheid van andere dan door ons gerapporteerde conclusies en interpretaties. De gerapporteerde resultaten van het geotechnisch onderzoek mogen slechts worden gehanteerd voor het doel zoals in de opdracht is beschreven. Dit rapport bevat:

- Een korte projectomschrijving (hoofdstuk 2);
- Een beschrijving van het uitgevoerde geotechnisch onderzoek en de bodemgesteldheid (hoofdstuk 3);
- Een damwandadvies (hoofdstuk 4);
- Aanbevelingen met betrekking tot de uitvoering (hoofdstuk 5).

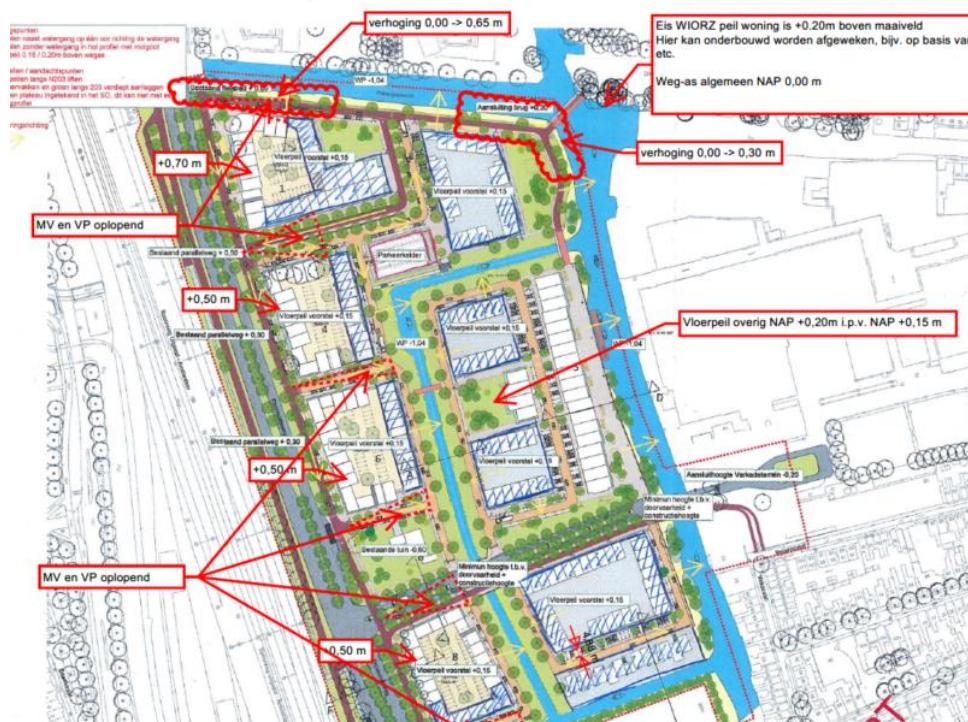
Fugro staat niet in voor de juistheid en/of volledigheid van door derden verstrekte informatie en gegevens.

2. Projectomschrijving

Het gebied Overtuinen in Zaandam zal bouwrijp gemaakt worden. Het project betreft de nieuwbouw van meerdere bouwblokken, gelegen langs de Provincialeweg N203 (ter hoogte van huis nr. 232) en ten zuiden van het fiets-/voetgangerpad Dik Trompad, zie Figuur 2-1.



Figuur 2-1: Overzicht projectlocatie Veld A (noordelijk deel) en Veld B (zuidelijk deel)



Figuur 2-2: Ontwerphoogten in het projectgebied langs de Provincialeweg

Op het middenterrein van het gehele gebied is een voorbelasting aangebracht met circa 4,0 m zand (op basis van advies door TAUW in 2011) : op het noordelijk deel in sept. 2015 en op het zuidelijk deel in febr. 2014. Destijds zijn de zones langs de watergangen buiten beschouwing gelaten. Er zijn zakbaken geplaatst en zakbaakmetingen uitgevoerd.

In een eerdere rapportage van Fugro (6422-222651-64-R01-v1.0-20230119) is een indicatieve zettingsanalyse gemaakt voor dit project. In navolging van deze analyse worden in deze rapportage enkele damwandberekeningen en stabiliteitsanalyses gepresenteerd. Hiervoor zijn de randen van veld A (Partheon) en veld B (gemeente) langs de watergangen beschouwd.

Vanuit de opdrachtgever zijn diverse dwarsprofielen aangeleverd, zie Figuur 2-. De profielen 1, 2, 3, 5, 6, 7 en 8 zijn relevant voor deze rapportage. Profiel 2 en 3 zijn identiek aan elkaar, waardoor deze als één profiel zijn beschouwd. In Figuur 2-2 t/m Figuur 2-5 zijn de dwarsdoorsnedes te zien met bijbehorende ophogingen die zijn bepaald in de rapportage van de zettingsanalyse. Langs het gebied veld B (van gemeente Zaandam) worden ook stalen damwanden toegepast om oeverstabiliteit te kunnen garanderen (dwarsprofielen 07 en 08) en tevens is voorbelasting met verticale drains nodig ivm beperking verschillen in restzetting.

Ter plaatse van dwarsprofielen 1, 5 en 6 is op dit moment geen beschoeiing en/of kademuur aanwezig. Hier zal tijdens de bouwfase een damwand worden geplaatst. Bij dwarsprofielen 02 en 03 is een onderheide betonnen kademuur aanwezig (met houten paalfundering en met paaljukken). Tijdens de bouwfase zal langs dit traject geen damwand worden geplaatst.

Het traject van de kademuur is herkenbaar aan de strakke oeverlijn tot voorbij de brug.



Figuur 2-3: Situatie met te beschouwen dwarsprofielen

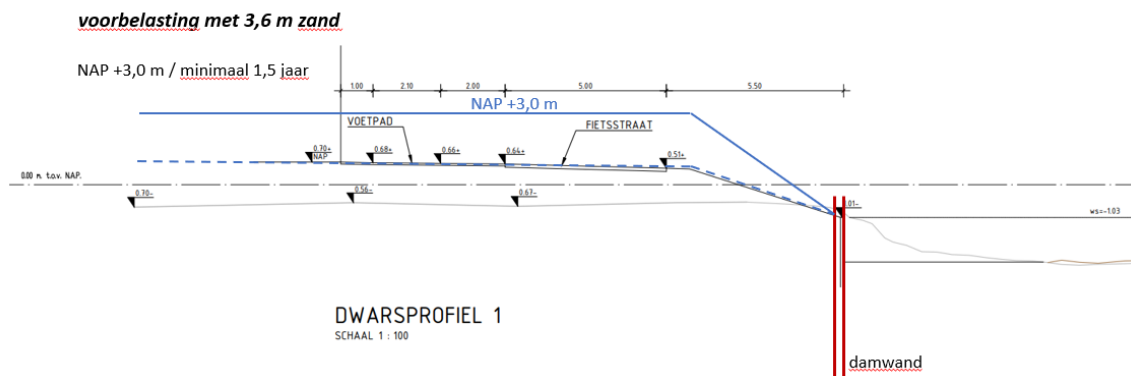
Voorbelastingen en damwanden

Om de zones langs de watergang bouwrijp te maken is een voorbelasting noodzakelijk. Voor een voorbelasting met zand langs de watergang in een veenweidegebied worden stalen damwanden toegepast om afschuiving van zandophogingen in de watergang te voorkomen.

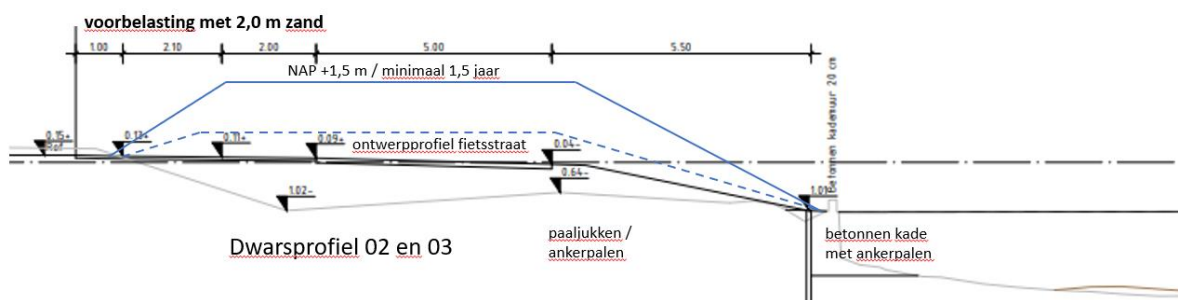
Voor het traject langs de bestaande betonnen kademuur (met ankerpalen) is een gefaseerde ophoging voorgesteld, waarbij monitoring van verplaatsing van de kadewand noodzakelijk is.

In de dwarsprofielen zijn de voorbelastingen aangegeven: bij doorsnede 1 een voorbelasting met zand van ca. 3,6 meter. Voor de overige profielen bedraagt de voorbelasting ca. 2,0 meter. De voorbelasting zal in twee fases worden aangebracht. In de eerste fase zal worden opgehoogd tot een hoogte van circa NAP +0,5 m. Vervolgens zal, afhankelijk van het dwarsprofiel, worden opgehoogd tot een hoogte van ca. NAP +1,5 m en alleen ter plaatse van dwarsprofiel 1 tot NAP +3,0 m (zone met fietsstraat naar aansluiting op Provincialeweg).

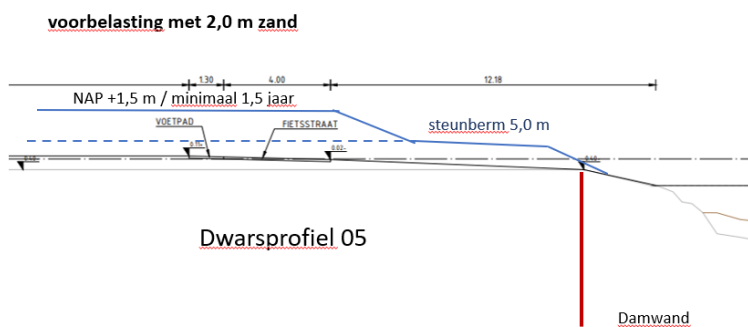
Langs het deelgebied veld B (van gemeente Zaandam) ter plaatse van dwarsprofielen 07 en 08 is een voorbelasting met toepassing verticale drains nodig, om te voorkomen dat het verschil in de restzettingen tussen de reeds voltooide voorbelasting van het middengebied en de nog aan te brengen voorbelasting van de randzone zich zal aftekenen in de bestrating tpv de overgangszone (doordat de restzetting van het middengebied veel minder zal zijn).



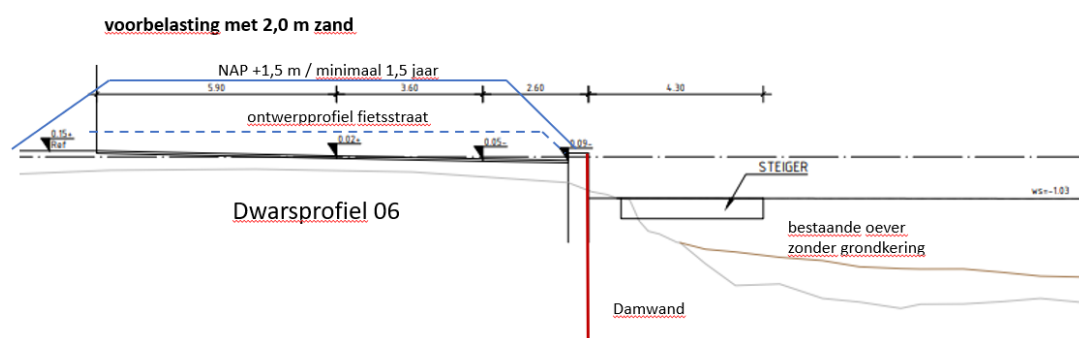
Figuur 2-2: Dwarsprofiel 01



Figuur 2-3: Dwarsprofielen 02 en 03

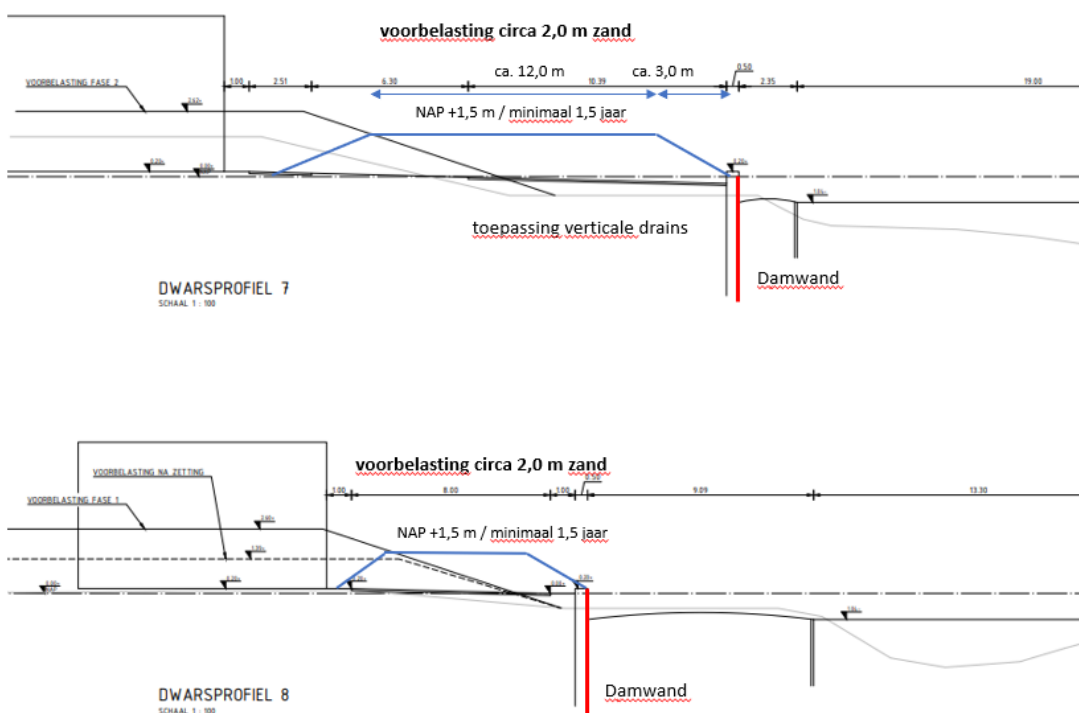


Figuur 2-4: Dwarsprofiel 05



Figuur 2-5: Dwarsprofiel 06

In onderstaande dwarsprofielen 7 en 8 (langs veld B / gemeente) is de voorbelasting van het middenterrein nog aanwezig (zie flauwe taluds in de lichtgrijze maaiveldlijnen). In het zuidelijk deelgebied is de overhoogte zand verwijderd en in het noordelijk deelgebied nog niet.



Figuur 2-6: Dwarsprofielen 07 en 08 tpv Overtuinen veld B met voorbelasting middenterrein

3. Geotechnisch onderzoek en bodemgesteldheid

3.1 Algemeen

Het geotechnisch onderzoek voor dit project heeft bestaan uit een veldwerkonderzoek uit 10 sonderingen (DKM01 t/m DKM10) tot circa NAP -15,5 m diepte en 2 handboringen inclusief het plaatsen van peilbuizen voor het meten van de freatische grondwaterstand.

Tevens is voor dit advies gebruik gemaakt van 3 bestaande (archief)sonderingen (DKM1 t/m DKM3) ten zuiden van de Papenpadsloot, langs het fietspad.

In onderstaande figuur staat de locaties van het grondonderzoek weergegeven. Voor de berekeningen langs de waterkant is gebruik gemaakt van archiefsonderingen DKM1 en DKM2 en van recent gemaakte sondering DKM5.



Figuur 3-1: Locaties grondonderzoek, rood omcirkeld de gebruikte sonderingen

3.2 Globale bodemgesteldheid

De maaiveldniveaus ter plaatse van de sondeerlocaties varieerden ten tijde van het onderzoek van NAP -0,32 m tot NAP -0,61 m. Op basis van het geotechnisch onderzoek kan de bodemgesteldheid globaal worden geschematiseerd zoals in Tabel 3-1 is weergegeven.

De Wadzand-formatie bestaat uit een pakket met een sterke variatie in samenstelling van sterk siltig of kleilig zand tot matig of sterk zandige klei. Alle relevante sonderingen die in de randzone langs de watergang zijn gemaakt zijn daarvoor beschouwd (alleen sondering DKM02 langs de onderheide kademuur toont sterk kleihoudende laag in het Wadzand).

Tabel 3-1: Globale bodemgesteldheid

Diepte in m t.o.v. NAP			Bodembeschrijving	
-0,32 à -0,61	tot	ca. -2,0	ZAND	Toplaag
ca. -2,0	tot	ca. -2,5	KLEI	Zwak zandig
ca. -2,5	tot	ca. -4,25	VEEN	Hollandveen
ca. -4,25	tot	ca. -5,5	KLEI	Organisch
ca. -5,5	tot	ca. -13,0	ZAND	Wadzandformatie
ca. -13,0	tot	ca. -13,25	VEEN	Basisveen
ca. -13,25	tot	ca. -15,5	ZAND	
ca. -15,5			Maximale verkende diepte	

3.3 Grondwaterstanden en stijghoogten

Tijdens de uitvoering van het grondonderzoek is de grondwaterstand aangetroffen op NAP – 0,75 m tot NAP –1,0 m. Deze grondwaterstand is een éénmalige opname en bedoeld als een oriënterend gegeven. De grondwaterstand kan in de tijd fluctueren onder invloed van weersgesteldheid en de seizoenen.

Voor de berekeningen is een grondwaterstand aangehouden op NAP -1,0 m.

3.4 Grondparameters

Voor de damwandberekeningen zijn representatieve waarden voor de relevante grondparameters bepaald aan de hand van interpretatie van het beschikbare grond- en laboratoriumonderzoek, tabel 2.b van NEN 9997-1, CUR-publicatie 166 en de in onze archieven beschikbare informatie.

In Tabel 3-2 zijn de in de berekeningen gehanteerde geotechnische parameters gegeven.

Tabel 3-2: Karakteristieke waarden sterkteparameters

Grondlaag	$\gamma / \gamma_{\text{sat}}$ [kN/m ³]	c' [kPa]	φ' [°]	δ [°]	$k_{h,1}$ [kN/m ³]	$k_{h,2}$ [kN/m ³]	$k_{h,3}$ [kN/m ³]	CR [-]
ZAND, toplaag	18,0/ 20,0	0	30,0	20,0	20.000	10.000	5.000	0,0031
KLEI, zwak zandig	15,0/ 15,0	0	22,5	15,0	4.000	2.000	1.000	0,2300
VEEN, hollandveen	10,2/ 10,2	2	15,0	0	1.000	500	250	0,4600
KLEI, organisch	14,0/ 14,0	1	17,5	11,7	2.000	800	500	0,3067
ZAND, wadzand	18,0/ 20,0	0	30,0	20,0	20.000	10.000	5.000	0,0031
VEEN, basisveen	13,0/ 13,0	5	15,0	0	2.000	800	500	0,2300
ZAND, matig tot vast	19,0/ 21,0	0	32,5	21,7	40.000	20.000	10.000	0,0031
ZAND, ophoging	18,0/ 20,0	0	30,0	20,0	20.000	10.000	5.000	0,0031

Opmerkingen bij de tabel:

γ en γ_{sat} = volumiek gewicht; sat = verzadigd
 c' = effectieve cohesie
 φ' = effectieve hoek van inwendige wrijving
 δ = wandwrijvingshoek

Grondlaag	$\gamma / \gamma_{\text{sat}}$ [kN/m ³]	c' [kPa]	φ' [°]	δ [°]	$k_{h,1}$ [kN/m ³]	$k_{h,2}$ [kN/m ³]	$k_{h,3}$ [kN/m ³]	CR [-]
-----------	--	---------------	-------------------	-----------------	-----------------------------------	-----------------------------------	-----------------------------------	-----------

Voor een berekening conform CUR Publicatie 166 kan een multi-lineaire veer karakteristiek worden gehanteerd, bestaande uit 3 tussentakken aangeduid met $k_{h,1}$ t/m $k_{h,3}$, waarin:

- $k_{h,1}$ = lage- of hoge waarde voor de horizontale beddingconstante van tak 1
- $k_{h,2}$ = lage- of hoge waarde voor de horizontale beddingconstante van tak 2

$k_{h,3}$ = lage- of hoge waarde voor de horizontale beddingconstante van tak 3

3.5 Bestaande kademuur

Langs de noordelijke oeverzone en een gedeelte langs oostelijke oeverzone bevindt zich een onderheide betonnen kademuur. Deze kademuur heeft een paalfundering van houten palen met ankerpalen (op circa 5 m afstand). De paalfundering en de paaljukken van houten palen (met paalpunten op naar schatting NAP -7 m à -8 m) staan met tussenafstanden circa 3,0 m. Het traject met de kademuur is te herkennen aan de nagenoeg rechte lijn van de oever in de onderstaande situatietekening (met het Dik Trompad langs de oeverzone).



Langs deze kademuur is juni 2017 een bouwweg aangelegd voor de bouw van Dik Trompad. De reststerkte van de onderheide kademuur kan niet achterhaald worden (bouwjaar 1951).

3.6 Gasleiding langs Provincialeweg

Langs de Provinciale weg ligt een lagedruk gasleiding van PVC 110 mm (dekking circa 1,0 m). De voorbelasting met zand op het middenterrein moet uitgebreid worden tot nabij de gasleiding. Deze uitbreiding van de voorbelasting is nader beschouwd ten aanzien van risico op verzakking of schade van de PVC-gasleiding.

3.7 Woningen langs Provincialeweg

Langs de provinciale weg zijn twee bestaande woningen met houten paalfundering. Het betreft de twee panden Provincialeweg 220 en Provincialeweg 210. De reeds aanwezige voorbelasting op het terrein (van circa 4,0 m) moet uitgebreid worden tot nabij de woningen. Deze uitbreiding van de voorbelasting is nader beschouwd ten aanzien van risico op schade aan de houten funderingspalen (zie paragraaf 5.4).

4. Damwandadvies

4.1 Berekeningsmethode

De damwandberekeningen zijn uitgevoerd conform de norm geotechniek NEN 9997-1, waarbij onderscheid is gemaakt in de uiterste grenstoestanden (UGT en UGT type B) en de bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT). Daarnaast is gebruik gemaakt van CUR-publicatie 166.

Bij het bereiken van de UGT is de stabiliteit van de gehele damwandconstructie nog juist gewaarborgd. In een eerder stadium kunnen echter al dusdanige vervormingen van de damwandconstructie en het aangrenzende terrein optreden dat de stabiliteit van de daar aanwezige bouwwerken in gevaar komt. In die situatie is de UGT type B bereikt, die vervolgens een toetsing vereist van de optredende vervormingen aan de voor deze grenstoestand gestelde eisen.

De controle van de bruikbaarheidsgrenstoestand houdt eveneens verband met vervormingen, maar daarbij gaat het om de toetsing van de bruikbaarheid. Bij overschrijding van deze grenstoestand worden de vervormingen van de damwandconstructie en het aangrenzende terrein zodanig groot dat de bruikbaarheid in ernstige mate wordt geschaad. Hierbij moet onder andere worden gedacht aan invloed op belendende bebouwing en hinder voor verkeer en kranen door (ongelijkmatige) zakking van het achter de damwand gelegen terrein.

In het ontwerpstadium staat de controle van de UGT van de stabiliteit van de hoofdwand centraal, namelijk:

- Het overschrijden van de passieve weerstand van de damwand (grondbreuk);
- Het ontstaan van een vloeimoment/breukmoment in de damwandplanken;
- Het overschrijden van de draagkracht van de stempels/ankers;
- En, indien de damwand ook verticale belastingen moet opnemen:
- Het overschrijden van de verticale draagkracht.

Daarnaast worden de vervormingen in de BGT globaal gecontroleerd.

De damwandberekeningen zijn uitgevoerd met het eendimensionaal eindig elementenprogramma DSheetPiling, waarmee momenten, dwarskrachten en verplaatsingen van een al dan niet (meervoudig) gestempelde of verankerde damwand kunnen worden berekend.

De gronddruk op de damwand wordt in de berekening afhankelijk gesteld van de uitbuiging van de wand. De spanningsrekrelatie van de grond wordt beschreven door een multi-lineaire veer karakteristiek bestaande uit drie tussentakken, aangeduid met $k_{h;1}$, $k_{h;2}$ en $k_{h;3}$.

De volgende berekeningen zijn gemaakt:

- Berekeningen UGT: Met rekenwaarden voor de geotechnische- en geometrische parameters, alsmede rekenwaarden voor de buigstijfheid van de damwand en lage rekenwaarden voor de beddingsconstante van de grondlagen wordt een ontwerpberekening uitgevoerd, waarmee de minimale inbeddingsdiepte wordt bepaald. De minimale inbeddingsdiepte kan echter ook beïnvloed worden door andere factoren, zoals de verticale draagkracht, geohydrologische omstandigheden en/of het beschikbare damwandprofiel.

Vervolgens worden gevoeligheidsberekeningen uitgevoerd met *lage* en *hoge* rekenwaarden voor de beddingsconstanten en wordt de inbeddingsdiepte geoptimaliseerd. Met deze berekeningen worden tevens eventuele onzekerheden in de buigstijfheid van de wand verwerkt. Ook wordt de grondwaterstand aan de lage zijde gevarieerd. De hier genoemde berekeningen zijn de berekeningen 1 t/m 4 volgens tabel 9.d van NEN 9997-1.

- Berekening BGT: Tenslotte worden de berekeningen uitgevoerd met karakteristieke waarden van de geotechnische- en geometrische parameters. Hiermee kan een goede indruk worden verkregen van de te verwachten uitbuiging. Behalve voor de gebruikstoestand, wordt deze berekening ook gebruikt voor de toetsing van de uiterste grenstoestand, door een belastingsfactor van 1,2 op het moment, de snedekrachten en de anker/stempelkrachten te zetten (berekening 5 volgens tabel 9.d van NEN 9997-1).
- Maatgevende waarden: De maatgevende rekenwaarden van moment $M_{s;d}$ en dwarskracht $D_{s;d}$ van de bovengenoemde berekeningen 1 t/m 5 dienen getoetst te worden aan de rekenwaarde van de sterkte van de plank volgens materiaalgebonden normen. Voor de toetsing van de rekenwaarde van de stempel/ankerkracht P_d , indien van toepassing, worden additionele partiële factoren gebruikt, onder andere vanwege het feit dat bij vloeï of breuk het stempel of anker volledig uitvalt.

4.2 Uitgangspunten berekeningen

4.2.1 Veiligheidsklasse

Conform B3.1 en tabel B1 in NEN-EN 1990 is de constructie, gezien de geringe gevolgen ten aanzien van het verlies van mensenlevens of de kleine economische gevolgen, sociale gevolgen of gevolgen voor de omgeving, ingedeeld in veiligheidsklasse RC1.

4.2.2 Damwandprofiel

Op basis van oriënterende berekeningen is besloten voor de verdere uitwerking van het damwandadvies uit te gaan van stalen damwandprofiel type AZ13-700 (S355).

Gezien de permanente functie van de damwand is rekening gehouden met dikteverlies door corrosie. Het traagheids- en weerstandsmoment zijn gereduceerd, waarbij volgens 9.2.2 van CUR-publicatie 166 Deel 1 voor staal in de grond een corrosie ter grootte van 1,2 mm na 100 jaar is aangehouden voor een enkele zijde, resulterend in 2,4 mm corrosie aan beide zijden.

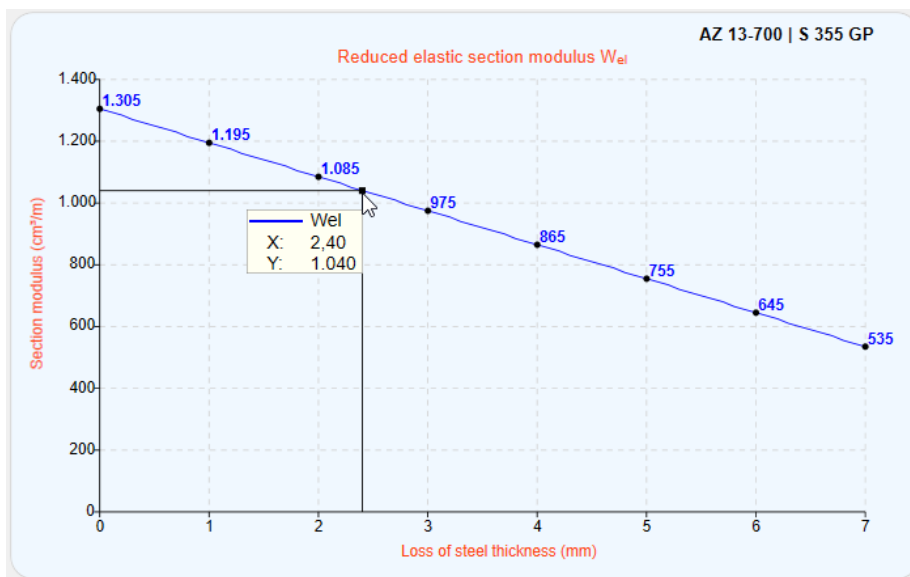
Gemeente Zaandam hanteert echter een gebruiksduur van 80 jaar, waarvoor de afname van wanddikte door corrosie van de damwand 1,92 mm bedraagt.

In de berekeningen voor de eigenschappen van de damwand en rekening houdend met corrosie zijn de volgende waarden gebruikt:

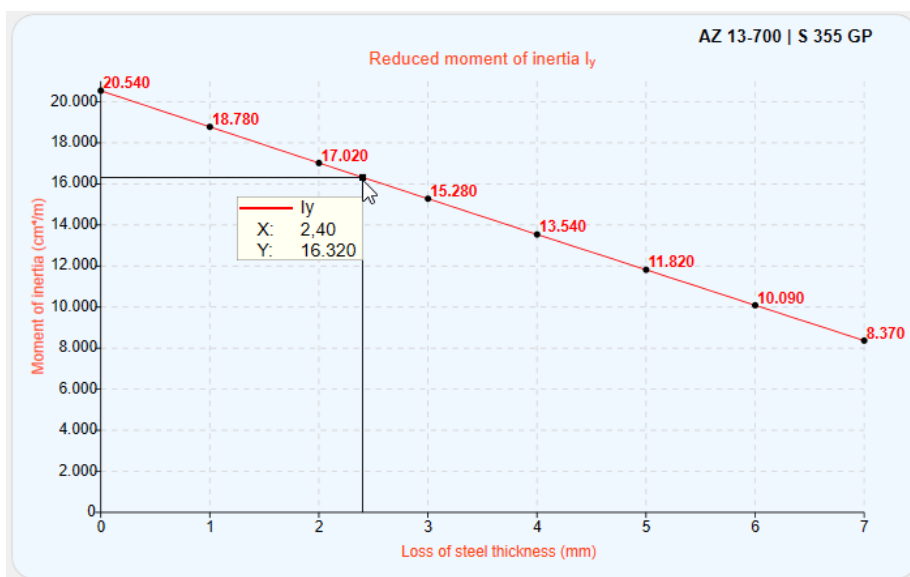
- $EI = 3,4272 \cdot 10^4 \text{ kNm}^2/\text{m}$
- $W = 1.040 \text{ cm}^3/\text{m}$
- $M_{c,Rd} = 369,2 \text{ kNm}$

Corrosie is alleen van toepassing in de gebruiksfase. In de bouwphase is geen rekening gehouden met aantasting door corrosie.

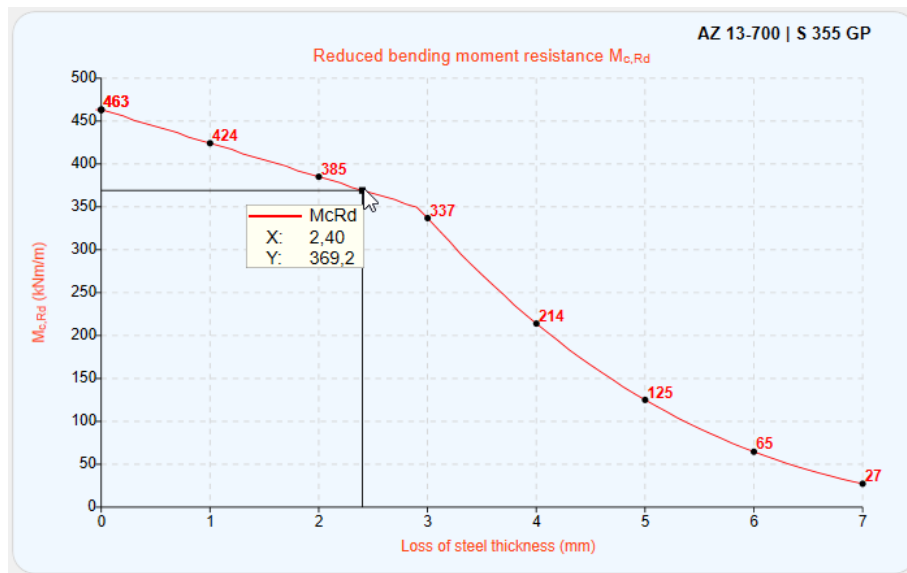
De eigenschappen van de damwand, rekening houdend met corrosie, zijn bepaald met behulp van het programma Durability v4.1. In onderstaande figuren staan de relevante waarden weergegeven na 2,4 mm dikteverlies na 100 jaar.



Figuur 4-1: Gereduceerd weerstandsmoment rekening houdend met corrosie



Figuur 4-2: Gereduceerd traagheidsmoment rekening houdend met corrosie

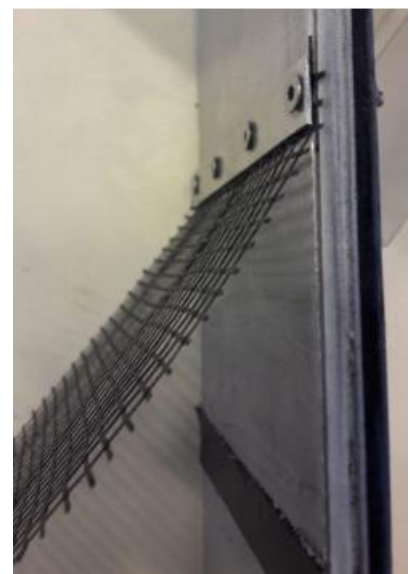


Figuur 4-3: Gereduceerd momentcapaciteit rekening houdend met corrosie

4.2.3 PET-geogrids

Tijdens de bouwfase zullen ophogingen aanwezig zijn om de zettingen te versnellen. Dit zal gevolgen hebben voor de stabiliteit van het grondlichaam en de vervormingen van de damwand. Om deze gevolgen tegen te gaan is in overleg met de opdrachtgever ervoor gekozen om de damwand te verankeren met behulp van geogrids.

De geogrids zorgen in het grondlichaam voor stabiliteit. Daarnaast zorgen de geogrids ook, omdat ze worden verankerd aan de damwand, dat de vervormingen worden tegengegaan. In onderstaande figuur staat het principe weergegeven. Het geogrid is in de damwandberekeningen geschematiseerd als een anker.



Figuur 4-4: Dubbelgeslagen geogrid om stalen buis aan damwand en geogrid met klemverbinding

4.2.4 Wegtrajecten en doorsneden

Voor vier verschillende wegtrajecten en representatieve doorsneden van de fietsstraat zijn de volgende uitgangspunten voor de bouwfase en de gebruiksfase beschouwd :

Doorsnede 1 – noordelijke wegtraject met fietsstraat naar Provincialeweg

- Bouwfase 1: Bouwfase – ophoging tot NAP +3,0 m
- Bouwfase 2: Gebruiksfase – maaiveld op NAP +0,7 m

Doorsnede 2 en 3 – noordelijke wegtraject met fietsstraat langs de kademuur

- Bouwfase 1: Bouwfase – ophoging tot NAP +1,5 m
- Bouwfase 2: Gebruiksfase – maaiveld op NAP +0,1 m

Doorsnede 5 en 6 – oostelijke wegtraject (met groenzone resp. fietsstraat langs watergang)

- Bouwfase 1: Bouwfase – ophoging tot NAP +1,5 m (een steunberm tpv groenzone)
- Bouwfase 2: Gebruiksfase – maaiveld op circa NAP +0,0 m

Doorsnede 7 en 8 – oostelijke wegtraject (met fietsstraat langs watergang)

- Bouwfase 1: Bouwfase – ophoging tot NAP +1,5 m **met toepassing verticale drains**
- Bouwfase 2: Gebruiksfase – maaiveld op circa NAP +0,0 m

4.2.5 Terrein- en verkeersbelasting

Tijdens de bouwfase is voor elke doorsnede een terreinbelasting van 10 kPa toegepast voor tijdelijk bouwverkeer. Vanuit de opdrachtgever is de wens uitgesproken om het huidige fietspad Dik Trompad in stand te houden en tijdelijk te gebruiken voor bouwverkeer.

Daarnaast is in de gebruiksfase voor elke doorsnede een verkeersbelasting van 15 kPa toegepast.

4.2.6 Geometrische parameters en overige uitgangspunten

De karakteristieke waarden voor de geometrische parameters en overige uitgangspunten zijn voor iedere bouwfase samengevat in Tabel 4-1. De bovenkant van de damwand is aangehouden op NAP +0,0 m, omdat het PET geogrid op circa NAP -0,5 m moet worden aangelegd.

De in de berekeningen gehanteerde bouwfaserings is grafisch weergegeven in de bijlage B.

Tabel 4-1: Karakteristieke waarden geometrische parameters

Dsn	Bouw fase	Karakteristieke waarde Maaiveld [m t.o.v. NAP]		Karakteristieke waarde(grond)waterstan d [m t.o.v. NAP]		Representatieve waarde bovenbelasting [in kN/m ²] en traject [m] vanaf de damwand
		Hoge zijde	Lage zijde	Hoge zijde	Lage zijde	
1	Bouwfase	+3,0 m	-2,2	-1,0	-1,0	10
1	Gebruiksfase	+0,0 à +0,7	-2,2	-1,0	-1,0	15

Dsn	Bouw fase	Karakteristieke waarde Maaiveld [m t.o.v. NAP]		Karakteristieke waarde(grond)waterstand [m t.o.v. NAP]		Representatieve waarde bovenbelasting [in kN/m ²] en traject [m] vanaf de damwand
		Hoge zijde	Lage zijde	Hoge zijde	Lage zijde	
2 + 3	Bouwfase	+ 1,5 m	-2,2	-1,0	-1,0	10
2 + 3	Gebruiksfase	+0,1 à -0,04	-2,2	-1,0	-1,0	15
5	Bouwfase	+1,5 m	-2,2	-1,0	-1,0	10
5	Gebruiksfase	-0,4 à +0,1	-2,2	-1,0	-1,0	15
6	Bouwfase	+1,5 m	-2,2	-1,0	-1,0	10
6	Gebruiksfase	-0,1 à +0,2	-2,2	-1,0	-1,0	15

4.3 Berekeningsresultaten

Doorsnede 1		
Damwand profiel	AZ13-700 (S355) of gelijkwaardig	
Lengte [m]	11,0	
Inbeddingsdiepte [m]	NAP -11,00	
Verankering met PET geogrid (alleen in bouwfase)	PET 200 kN / lengte 15,0 m / niveau NAP -0,5 m	
Bouwfase [-]	Bouwfase	Gebruiksfase
Leeftijd [jaar]	0	80
Corrosie [mm]	0,0	2,4
Buigstijfheid [kNm ² /m ¹]	4,313E+04	3,427E+04
Weerstandsmoment [cm ³ /m ¹]	1.305	1.040
Rekenwaarde vloeimoment $M_{r;d}$ [kNm/m ¹]	457	369
Rekenwaarde optredend buigend moment $M_{s;d}$ (UGT) [kNm/m ¹]	226	374
Rekenwaarde optredende dwarskracht $D_{s;d}$ (UGT) [kN/m ¹]	143	203
Rekenwaarde kracht geogrid (UGT) [kN/m ¹]	115	n.v.t.
Maximum uitbuiging u_{max} (BGT) [mm]	124	239 / 278 (na 80 jaar)
Opmerkingen - De rekenwaarde van het buigend moment $M_{s;d}$ en de dwarskracht $D_{s;d}$ is berekend voor beide fases in de UGT bij rekenwaarden voor alle parameters en lage beddingsconstanten. - De rekenwaarde van de stempelkracht $P_{h;d}$ is berekend in de bouwfase in de UGT bij rekenwaarden voor alle parameters en hoge beddingsconstanten. - De rekenwaarde van de optredende uitbuiging u_{max} is berekend in beide fases en de BGT bij karakteristieke waarden voor geotechnische parameters, lage beddingsconstanten en karakteristieke waarden voor geometrische parameters.		

In onderstaande tabellen zijn van de maatgevende doorsnede van de damwand de uitgangspunten en berekeningsresultaten gepresenteerd.

Tabel 4-2: Maatgevende rekenwaarden en uitgangspunten voor toetsing UGT en BGT – Doorsnede 1

Doorsnede 2 + 3 (langs kademuur)		
Damwand profiel	AZ13-700 (S355) of gelijkwaardig	
Lengte [m]	10,0	
Inbeddingsdiepte [m]	NAP -10,0	
Verankering met PET geogrid (alleen in bouwfase)	PET 150 kN / lengte 13,0 m / niveau NAP -0,5 m	
Bouwfase [-]	Bouwfase	Gebruiksfase
Leeftijd [jaar]	n.v.t.	80
Corrosie [mm]	n.v.t.	2,4
Buigstijfheid [kNm ² /m ¹]	n.v.t.	3,427E+04
Weerstandsmoment [cm ³ /m ¹]	n.v.t.	1.040
Rekenwaarde vloeimoment $M_{r,d}$ [kNm/m ¹]	n.v.t.	369
Rekenwaarde optredend buigend moment $M_{s,d}$ (UGT) [kNm/m ¹]	n.v.t.	374
Rekenwaarde optredende dwarskracht $D_{s,d}$ (UGT) [kN/m ¹]	n.v.t.	203
Rekenwaarde kracht geogrid (UGT) [kN/m ¹]	n.v.t.	n.v.t.
Maximum uitbuiging u_{max} (BGT) [mm]	n.v.t.	202 / 239 (na 80 jaar)
Opmerkingen - De rekenwaarde van het buigend moment $M_{s,d}$ en de dwarskracht $D_{s,d}$ is berekend voor beide fases in de UGT bij rekenwaarden voor alle parameters en lage beddingsconstanten. - De rekenwaarde van de stempelkracht $P_{h,d}$ is berekend in de bouwfase in de UGT bij rekenwaarden voor alle parameters en hoge beddingsconstanten. - De rekenwaarde van de optredende uitbuiging u_{max} is berekend in beide fases en de BGT bij karakteristieke waarden voor geotechnische parameters, lage beddingsconstanten en karakteristieke waarden voor geometrische parameters.		

Tabel 4-3: Maatgevende rekenwaarden en uitgangspunten voor toetsing UGT en BGT – Doorsnede 2 + 3

Tabel 4-4: Maatgevende rekenwaarden en uitgangspunten voor toetsing UGT en BGT – Doorsnede 5

Doorsnede 5		
Damwand profiel	AZ13-700 (S355) of gelijkwaardig	
Lengte [m]	10,0	
Inbeddingsdiepte [m]	NAP -10,0	
Verankering met PET geogrid (alleen in bouwfase)	PET 150 kN / lengte 15,0 m / niveau NAP -0,5 m	
Bouwfase [-]	Bouwfase	Gebruiksfase
Leeftijd [jaar]	0	80
Corrosie [mm]	0,0	2,4
Buigstijfheid [kNm ² /m ¹]	4,313E+04	3,427E+04
Weerstandsmoment [cm ³ /m ¹]	1.305	1.040
Rekenwaarde vloeimoment $M_{r;d}$ [kNm/m ¹]	457	369
Rekenwaarde optredend buigend moment $M_{s;d}$ (UGT) [kNm/m ¹]	126	150
Rekenwaarde optredende dwarskracht $D_{s;d}$ (UGT) [kN/m ¹]	89	83
Rekenwaarde kracht geogrid (UGT) [kN/m']	63	n.v.t.
Maximum uitbuiging u_{max} (BGT) [mm]	61	97 / 109 (na 80 jaar)
Opmerkingen - De rekenwaarde van het buigend moment $M_{s;d}$ en de dwarskracht $D_{s;d}$ is berekend voor beide fases in de UGT bij rekenwaarden voor alle parameters en lage beddingsconstanten. - De rekenwaarde van de stempelkracht $P_{h;d}$ is berekend in de bouwfase in de UGT bij rekenwaarden voor alle parameters en hoge beddingsconstanten. - De rekenwaarde van de optredende uitbuiging u_{max} is berekend in beide fases en de BGT bij karakteristieke waarden voor geotechnische parameters, lage beddingsconstanten en karakteristieke waarden voor geometrische parameters.		

Tabel 4-5: Maatgevende rekenwaarden en uitgangspunten voor toetsing UGT en BGT – Doorsnede 6

Doorsnede 6		
Damwand profiel	AZ13-700 (S355) of gelijkwaardig	
Lengte [m]	11,0	
Inbeddingsdiepte [m]	NAP -11,0	
Verankering met PET geogrid (alleen in bouwfase)	PET 150 kN / lengte 15,0 m / niveau NAP -0,5 m	
Bouwfase [-]	Bouwfase	Gebruiksfase
Leeftijd [jaar]	0	80
Corrosie [mm]	0,0	2,4
Buigstijfheid [kNm ² /m ¹]	4,313E+04	3,427E+04
Weerstandsmoment [cm ³ /m ¹]	1.305	1.040
Rekenwaarde vloeimoment $M_{r;d}$ [kNm/m ¹]	457	369
Rekenwaarde optredend buigend moment $M_{s;d}$ (UGT) [kNm/m ¹]	175	254
Rekenwaarde optredende dwarskracht $D_{s;d}$ (UGT) [kN/m ¹]	98	110
Rekenwaarde kracht geogrid (UGT) [kN/m']	74	n.v.t.
Maximum uitbuiging u_{max} (BGT) [mm]	87	146 / 168 (na 80 jaar)
Opmerkingen - De rekenwaarde van het buigend moment $M_{s;d}$ en de dwarskracht $D_{s;d}$ is berekend voor beide fases in de UGT bij rekenwaarden voor alle parameters en lage beddingsconstanten. - De rekenwaarde van de stempelkracht $P_{h;d}$ is berekend in de bouwfase in de UGT bij rekenwaarden voor alle parameters en hoge beddingsconstanten. - De rekenwaarde van de optredende uitbuiging u_{max} is berekend in beide fases en de BGT bij karakteristieke waarden voor geotechnische parameters, lage beddingsconstanten en karakteristieke waarden voor geometrische parameters.		

Tabel 4-6: Maatgevende rekenwaarden en uitgangspunten voor toetsing UGT en BGT – Doorsnede 7

Doorsnede 7 (tpv veld B)		
Damwand profiel	AZ13-700 (S355) of gelijkwaardig	
Lengte [m]	11,0	
Inbeddingsdiepte [m]	NAP -11,0	
Verankering met PET geogrid (alleen in bouwfase)	PET 150 kN / lengte 15,0 m / niveau NAP -0,5 m	
Bouwfase [-]	Bouwfase	Gebruiksfase
Leeftijd [jaar]	0	80
Corrosie [mm]	0,0	2,4
Buigstijfheid [kNm ² /m ¹]	4,313E+04	3,427E+04
Weerstandsmoment [cm ³ /m ¹]	1.305	1.040
Rekenwaarde vloeimoment $M_{r;d}$ [kNm/m ¹]	457	369
Rekenwaarde optredend buigend moment $M_{s;d}$ (UGT) [kNm/m ¹]	182	254
Rekenwaarde optredende dwarskracht $D_{s;d}$ (UGT) [kN/m ¹]	98	110
Rekenwaarde kracht geogrid (UGT) [kN/m ¹]	79	n.v.t.
Maximum uitbuiging u_{max} (BGT) [mm]	95	153 / 175 (na 80 jaar)
Opmerkingen • De rekenwaarde van het buigend moment $M_{s;d}$ en de dwarskracht $D_{s;d}$ is berekend voor beide fases in de UGT bij rekenwaarden voor alle parameters en lage beddingsconstanten. • De rekenwaarde van de stempelkracht $P_{h;d}$ is berekend in de bouwfase in de UGT bij rekenwaarden voor alle parameters en hoge beddingsconstanten. • De rekenwaarde van de optredende uitbuiging u_{max} is berekend in beide fases en de BGT bij karakteristieke waarden voor geotechnische parameters, lage beddingsconstanten en karakteristieke waarden voor geometrische parameters.		

4.4 Dimensionering PET-geogrid

De lengte van het PET-geogrid aan de damwand dient gedimensioneerd te worden op basis van de zone van actieve gronddruk, de verankeringslengte en een reductiezone.

Actieve gronddrukzone

De actieve gronddrukzone moet op het niveau van het geogrid worden bepaald. De zone begint vanuit het dwarskrachtennulpunt en loopt onder een hoek van het actieve glijvlak. Deze hoek is als volgt te bepalen:

$$Hoek\ actief = \tan(45^\circ - 0,5 * \varphi)$$

Verankeringslengte

De benodigde verankeringslengte voor de opname van de rekenwaarde van de trekkracht dient bepaald te worden. Dit is met de volgende formule bepaald:

$$F_{ankerkracht} = \tan(\varphi) * \sigma'_{v;s;d} * L_{grid}$$

Hierbij is de trekweerstand aan een enkele zijde van het geogrid bepaald en is een reductiefactor toegepast voor het geogrid en een materiaalfactor.

Reductiezone

De reductiezone is de lengte van rek die het geogrid nodig heeft om de trekspanning tot de benodigde trekkracht te laten groeien. Deze wordt bepaald met onderstaande formule:

$$\sigma_y = 2 * \tan(\varphi) * H * \gamma * X$$

Lengte geogrid

Deze lengtes moeten bij elkaar opgeteld worden om de minimale lengte van het geogrid te bepalen. In onderstaande tabel staan de resultaten met daarbij behorende krachten per strekkende meter weergegeven. Om te bepalen welk PET-geogrid toegepast moet worden, zal de trekweerstand groter moeten zijn dan de in de tabel gegeven waardes.

Treksterkte geogrid

Voor de benodigde verankering van de damwanden moet PET-geogrid worden toegepast, omdat dit materiaal een relatief hogere stijfheid heeft (trekspanning bij relatief lage rek). De benodigde treksterkte van het PET-geogrid (materiaal polyester) is bepaald aan de hand van de berekende representatieve verankeringstrekkkracht met een veiligheidsmarge van een factor 2 om de optredende rek in het geogrid als gevolg van de trekkracht te beperken.

Voorspannen geogrids

De geogrids moeten na het aanbrengen voorgespannen worden om de initiële rek in het geogrid te laten optreden voordat de voorbelasting wordt aangebracht. Indien dit niet wordt gedaan zal de damwand een aanzienlijk grotere uitbuiging ondervinden dan is berekend. De voorspanning moet aangebracht worden door de geogrids te verankeren met piketpalen hoh 1,0 m (in de mazen van circa 2 cm x 2 cm ter plaatse van einde van de geogrids).

4.5 Toetsing vloeimoment en dwarskracht

Conform 9.7.1(l, m en n) van NEN 9997-1 dienen momenten en krachten in de constructie te worden getoetst aan de materiaal gebonden normen NEN-EN 1993 (staalconstructies).

Voor de momenten moet worden voldaan aan:

$$M_{s;d} < M_{r;d}$$

Vergelijking 4.1

Waarin:

$$M_{r;d} = \text{rekenwaarde van het vloeimoment} = M_{r;rep} / \gamma_m$$

$$M_{r;rep} = \text{representatieve waarde van het vloeibreekmoment}$$

$$\gamma_m = 1,0$$

Doorsnede 1 (gebruiksfasen)

$$M_{s;d} = 376 \text{ kNm/m}^1 < M_{r;d} = 406 \text{ kNm/m}^1 \rightarrow \text{Sterkte eis vloeimoment is O.K.}$$

Doorsnede 2 + 3

$$M_{s;d} = \text{ kNm/m}^1 < M_{r;d} = \text{ kNm/m}^1 \rightarrow \text{Sterkte eis vloeimoment is O.K.}$$

Doorsnede 5 (gebruiksfasen)

$$M_{s;d} = 152 \text{ kNm/m}^1 < M_{r;d} = 406 \text{ kNm/m}^1 \rightarrow \text{Sterkte eis vloeimoment is O.K.}$$

Doorsnede 6 (gebruiksfasen)

$$M_{s;d} = 255 \text{ kNm/m}^1 < M_{r;d} = 406 \text{ kNm/m}^1 \rightarrow \text{Sterkte eis vloeimoment is O.K.}$$

4.6 Toetsing vervormingen

Bij de controle op vervormingen conform 9.7.1(s) van NEN 9997-1 dient aan de eisen in 9.8 van NEN 9997-1 te worden voldaan. De vervormingseis is als volgt:

$$u_{max} \leq u_{req}$$

Vergelijking 4.2

Waarin:

$$u_{req} = \text{maximaal toelaatbare uitbuiging in de BGT}$$

$$u_{max} = \text{optredende uitbuiging in de BGT}$$

De maximale uitbuiging (u_{max}) is voor de BGT en lage waarden voor de beddingconstanten berekend op 225 mm.

Aangezien in dit stadium van het ontwerp nog geen eisen zijn geformuleerd met betrekking tot de maximaal toelaatbare uitbuiging (u_{req}) kan de definitieve toetsing nog niet plaatsvinden. Echter, gelet op de berekende waarden van u_{max} en de functie van de damwand, lijkt de te verwachten uitbuiging acceptabel.

Opgemerkt wordt dat als gevolg van een horizontale uitbuiging van de damwand direct achter de damwand maaiveldzakkingen van ongeveer dezelfde orde van grootte zijn te verwachten.

Opgemerkt wordt dat in de berekening is uitgegaan van een voorspanning van de PET-geogrids, om de uitbuiging van de damwand door initiële rek van het geogrid te beperken.

4.7 Beschouwing vrijstaande damwand

In een later stadium is verzocht om ook een vrijstaande damwand nader te beschouwen. Een **vrijstaande damwand is getoetst voor maatgevende dwarsprofiel 06 en dwarsprofiel 01** (nabij aansluiting op de Provinciale weg) en zowel voor de bouwphase met voorbelasting door een zandophoging als voor de gebruiksfase met invloed van corrosie. Voor de Wadzandformatie is een gemiddelde beddingsconstante van 8.000/4.000/2.000 kN/m³ aangehouden.

Uit de damwandberekeningen voor dwarsprofiel 6 blijkt dat de gebruiksfase maatgevend is door invloed van corrosie. Er is nagenoeg geen afname van het maximaal buigende moment van bouwphase naar gebruiksfase (ondanks het verwijderen van de voorbelasting met afname van wateroverspanningen).

Voor dwarsprofiel 06 met vrijstaande damwand zijn de resultaten van de berekeningen:

- damwandprofiel AZ 26-700 / S355 (onderkant NAP -12,5 m en bovenkant NAP 0,0 m);
- opneembaar buigend moment $M_{\text{damw}} = 923 \text{ kNm}$ en door maximale corrosie 1,92 mm na 80 jaar $M_{\text{damw,corr}} = 778 \text{ kNm}$ (norm N6766-2023 Corrosie stalen elementen in de grond);
- voor de bouwphase met bouwbelasting 10 kPa en zand tot NAP +1,5 m (en met 30 kPa wateroverspanning in samendrukbare lagen) is buigend moment $M_{\text{max}} = 730 \text{ kNm}$ en voor de gebruiksfase met verkeersbelasting 15 kPa is buigend moment $M_{\text{max}} = 715 \text{ kNm}$;
- berekende uitbuiging van kop damwand in de bouwphase is 0,21 m / 0,25 m (zonder /met verkeersbelasting 10 kPa) en berekende uitbuiging damwand in gebruiksfase 0,23 m (met verkeersbelasting 15 kPa en met invloed van 1,92 mm corrosie over 80 jaar).

Het maximaal buigende moment in de damwand treedt op tussen NAP -7 m en NAP -8 m (dus op relatief grote diepte vanaf maaiveld en in de Wadzandformatie).

Uit de damwandberekeningen blijkt dat een vrijstaande damwand AZ 26-700 / S355 voldoet in de maatgevende gebruiksfase: het berekende maximaal buigend moment $M_{\text{max}} = 715 \text{ kNm}$ en opneembaar buigend moment $M_{\text{damw,corr}} = 778 \text{ kNm}$ (met corrosie van 1,92 mm). In de bouwphase treedt de meeste uitbuiging van kop damwand op (van 0,15 m tot 0,23 m) en in de gebruiksfase treedt zeer geleidelijk een geringe toename van de uitbuiging op van slechts 0,03 m tot circa 0,25 m (als gevolg van geleidelijk optreden van corrosie).

Conclusie voor maatgevende profiel 06 is dat voor toepassing van een vrijstaande damwand minimaal een relatief zwaar damwandprofiel AZ 26-700 / S355 moet worden.

Bovendien is tijdens het intrillen van de zware damwand het risico aanwezig dat (mede door wateroverspanning in de wadzandlagen) de wrijving op de damwand sterk verlaagt wordt,

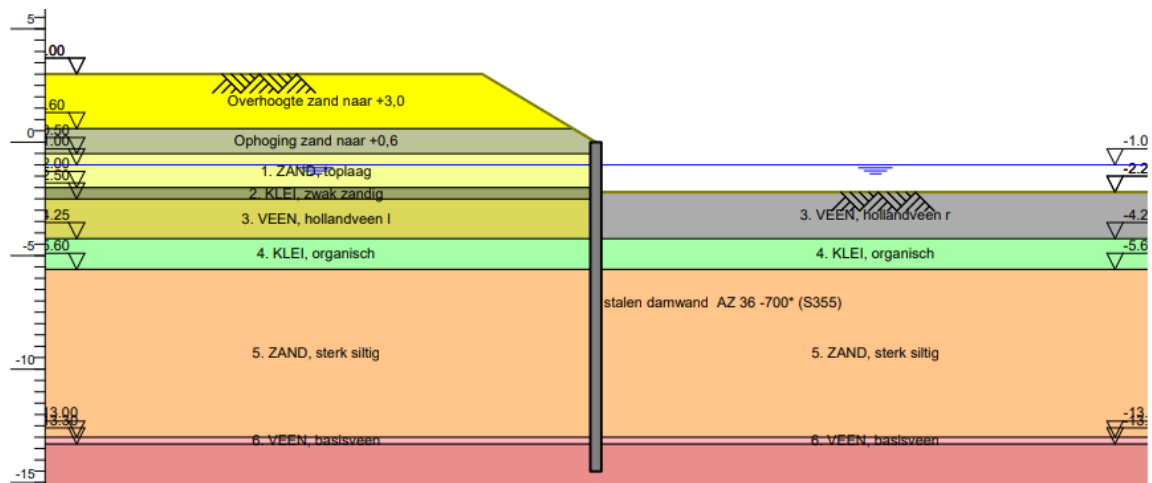
waardoor de damwand veel dieper kan zakken dan de beoogde inbrengdiepte. Om dit risico uit te sluiten moet de zware damwand circa 2,0 m dieper geplaatst worden op NAP -14,5 m.

Voor dwarsprofiel 01 is een voorbelasting tot NAP +3,0 m (zandophoging 3,6 m) gedurende circa 1,5 jaar nodig, omdat het ontwerppeil van de fietsstraat in de noordelijke randzone over een vrij kort traject nabij de aansluiting met de Provinciale weg geleidelijk oploopt van circa NAP 0,0 m naar circa NAP +0,65 m. Daarom moet de voorbelasting van deze randzone in dit korte traject ook geleidelijk toenemen (vanaf de bocht in Dik Trompad).



Figuur 4-5: Noordelijke randzone met oplopende wegdek nabij aansluiting op Provincialeweg

De benodigde voorbelasting is bepaald aan de hand van de resultaten van de zettingsanalyse uit rapport Bouwrijpmaken Overtuinen veld A Zaandam / Zettings- en stabiliteitsanalyse (6422-222651-64-R01-v.1.0 van febr. 2023, zie dit rapport op paragraaf 3.4 blz. 10 t/m blz.12) en voor ontwerphoogte fietsstraat van NAP +0,55 m tot NAP +0,65 m (nabij Provincialeweg).



Figuur 4-6: Dwarsprofiel 01 nabij aansluiting op Provincialeweg in de noordelijke randzone

Uit de damwandberekeningen blijkt dat een vrijstaande damwand AZ 36-700 / S355 voldoet in de maatgevende gebruiksfase: berekende maximaal buigend moment $M_{\max} = 1075 \text{ kNm}$ (opneembaar buigend moment $M_{\text{damw}} = 1278 \text{ kNm}$ en met maximale corrosie van 1,92 mm $M_{\text{damw,corr}} = 1095 \text{ kNm}$).

In de bouwfase treedt de maximale uitbuiging op van kop damwand (0,20 m tot 0,23 m) en in de gebruiksfase treedt zeer geleidelijk een geringe toename van de uitbuiging op van slechts 0,03 m tot circa 0,25 m (als gevolg van geleidelijk optreden van corrosie).

Conclusie voor het traject bij profiel 01 is dat voor toepassing van vrijstaande damwand een zwaar damwandprofiel AZ 36-700 / S355 moet worden toegepast (lichtere profielen voldoen niet) en met onderkant damwand in het vast zandpakket op NAP -14,5 m. Vooralsnog is aangenomen dat dit alleen van toepassing zal zijn in een vrij kort traject, waar (vanaf de bocht in Dik Trompad) het wegdek van de fietsstraat geleidelijk zal oplopen van ca. NAP 0,0 m naar ca. NAP +0,65 m ter plaatse van de aansluiting op de Provincialeweg.

De stabiliteit van de ondergrond tijdens het inbrengen van damwanden tijdens de uitvoering zal door de aannemer beoordeeld moeten worden (met toepassing van draglineschotten).

4.8 Voorbelasting randzone veld B met verticale drains

In het gebied Overtuinen veld B is een voorbelasting van het middengebied voltooid en met name in de noordelijke helft heeft de voorbelasting vele jaren gelegen, waardoor restzetting na de afwerking van het terrein gering zal zijn (naar verwachting maximaal 0,03 m).

Voor de niet voorbelaste oostelijke randzone langs de watergang is besloten om een voorbelasting met verticale drains toe te passen om het verschil in restzetting tussen de voltooide voorbelasting van het middengebied en de nog aan te brengen voorbelasting in de randzone te minimaliseren (om hiermee te voorkomen dat een plaatselijk zettingsverschil zich zal gaan aftekenen in de nieuwe bestrating ter plaatse van de overgangszone).



Figuur 4-7: Voorbelasting op middengebied met onbelaste oostelijke randzone (langs De Vaart)

De zettingsberekeningen zijn uitgevoerd met het rekenmodel en de grondparameters die zijn opgesteld in het kader van rapport Bouwrijpmaken Overtuinen veld A Zaandam / Zettings- en stabiliteitsanalyse (6422-222651-64-R01-v.1.0 van februari 2023). Het rekenmodel is bijgesteld op basis van de boring B105 die is uitgevoerd nabij de zone langs de watergang.

De eindzetting van de ophoging van de randzone door ophoging met zand tot niveau NAP 0,0 m is berekend op 0,83 m (uitgaande van initiële maaiveldhoogte van NAP -0,90 m, zoals aangetroffen bij boring B105, zie rapport Ophoogadvies Overtuinen veld B van TAUW, 2011).

De voorbelasting van de randzone is uitgewerkt voor een zandophoging tot NAP +1,5 m (gelijk aan andere voorbelastingen) en verticale drains tot NAP -4,5 m (driehoeksverband hoh 1,0 m en met horizontale drains op NAP -0,5 m). Na 1,5 jaar is een overhoogte van 0,75 m zand verwijderd. De berekende zetting na 1,5 jaar voorbelasting bedraagt 0,85 m en na het verwijderen van de overhoogte ligt de zandophoging op NAP -0,10 m (dit is voldoende). Het tijdzettingsverloop vertoont een opvering van 0,05 m (maar dit lijkt niet realistisch).

De verwachte restzetting bedraagt maximaal 0,03 m als gevolg van onzekerheid over de variatie in de slappe ondergrond langs de watergang. Deze restzetting komt in orde van grootte goed overeen met de restzetting van het middengebied en daarom is het effect van de voorbelasting met verticale drains in de randzone voldoende om een plaatselijk verschil in restzetting in de nieuwe bestrating (fietsstraat) langs de watergang te voorkomen.

In het algemeen moet rekening gehouden worden met extra restzettingen door autonome bodemdaling (met name in perioden met langdurige droogte). Verwacht wordt dat met de voorbelasting in de randzone zal worden voldaan aan de maximale restzettingen volgens de WIORZ (maximaal 0,05 m in 10 jaar, maximaal 0,10 m in 20 jaar, maximaal 0,15 m in 30 jaar).

De voorbelasting moet uitgevoerd worden met plaatsing van zakbaken in het midden van randzone, omdat alleen daar de maximale zettingen gemeten zullen worden. De prognose van de restzetting op basis van zakbaakmetingen moet met voldoende betrouwbaarheid uitgevoerd worden (zettingen langs de randen van de voorbelastingszone zullen aanzienlijk minder zijn, waardoor de maximale zettingen in het midden niet worden gemeten).

4.9 Beschouwing restzetting Dik Trompad

Van de aanleg van het Dik Trompad is een revisietekening beschikbaar (van okt 2017) met een representatief dwarsprofiel. Belangrijke uitgangspunten erin zijn een wegdekhoogte van NAP +0,44 m / +0,50 m en een bestaand maaiveld met hoogte NAP -0,50 / -0,60 m tot plaatselijk NAP -0,70 / -0,80 m (gedeelte nabij brug over Papenpadslot). De ophoging op maaiveld betrof circa 1,0 m tot circa 1,20 m en deze bestond uit zand met wegconstructie.

Uit sonderingen van Fugro van begin 2015 blijkt dat destijds al circa 1,5 m zand aanwezig was (maaiveld NAP -0,5 m à -0,6 m en onderkant zand op NAP -2,0 m). Het oorspronkelijke maaiveld van NAP -0,8 m à -1,0 m was toen dus circa 1,0 m gezakt (d.m.v. voorbelasting?). Mogelijk was dit traject de voormalige ontsluitingsweg voor de houthandel/zagerij langs de kademuur en wellicht dat vooraf een voorbelasting met zand is aangebracht. De historie van het zakkingsverloop en de getroffen maatregelen voor aanleg van de zandlaag zijn echter niet bekend, omdat hierover geen metingen of gegevens beschikbaar zijn.

Van gemeente Zaandam is de volgende informatie over aanleg van fietspad verkregen :

- uitgevoerde werkzaamheden voor aanleg van fietspad (4^e kwartaal 2016 en medio 2017):
 - 24-10-2016 : in 1 week is de zandbaan aangebracht (op maaiveld ca. NAP -0,60 m);
 - 5-12-2016 : in 1 week is de laag hydraulisch menggranulaat aangebracht;
 - aanbrengen asfaltverharding uitgevoerd op 11- en 12-07-2017;

- er is destijds geen extra voorbelasting aangebracht, maar er zijn verder ook geen meetgegevens (of andere info) beschikbaar.

Op basis van de revisietekening en inmeting van dec. 2021 is afgeleid dat het fietspad van NAP +0,50 m is gezakt naar NAP +0,43 m in een periode van 4,5 jaar.

In recent gemeten dwarsprofielen (2 en 3 van april 2023) zijn weghoogten gemeten van NAP +0,37 / +0,38 m. Daaruit volgt een opgetreden zetting van 0,05 m à 0,07 m over een periode van circa 5,5 jaren (geen zakbaakmetingen). Omdat geen gegevens over aanleg en eventuele voorbelasting beschikbaar zijn (van het zand dat begin 2015 aanwezig was), kan vooralsnog geen zettingsanalyse opgesteld worden en moet volstaan worden met een inschatting van restzettingen. **Een voorlopige inschatting betreft een maximale restzetting van 0,05 m à 0,10 m afhankelijk van de aanleghoogte van het terrein (NAP+0,20 m en NAP +0,50).**

4.10 Samenvatting

Uit de berekeningsresultaten voor dit project kan worden geconcludeerd dat een stalen damwand AZ13-700 met staalkwaliteit S355 ($W = 1.305 \text{ cm}^3/\text{m}$, $EI = 4,3134\text{E}+4 \text{ kNm}^2/\text{m}$) of gelijkwaardig met lengte 10 m à 11 m (hetgeen overeenkomt met een installatieniveau van ca. NAP -10,0 m à -11,0 m) en verankering met PET-geogrid op verankeringsniveau NAP -0,5 m zal voldoen. De uitvoering van de geogrid-verankering vereist grote zorgvuldigheid.

Voor **toepassing van vrijstaande damwand** (zonder verankering) is minimaal benodigd een relatief zware stalen damwand AZ 26-700 / S355 met onderkant op NAP -14,5 m en alleen ter plaatse van het korte traject nabij de aansluiting met de Provinciale weg met het oplopende wegdek een zware stalen damwand AZ 36-700 / S355 met onderkant op NAP -14,5 m.

Voor de berekende waarden van krachten en vervormingen wordt verwezen naar de voorgaande paragrafen. De vervormingen zijn globaal getoetst en zijn nog acceptabel.

De nadere detaillering van het PET-geogrid valt buiten het kader van deze rapportage.

Voor de **voorbelasting van de randzone langs de watergang in veld B** (gemeente Zaandam) adviseren wij de toepassing van verticale drains om de consolidatiezettingen te versnellen en tevens om de restzetting na aanleg van de bestratingen met veel grotere betrouwbaarheid te kunnen bepalen aan de hand van analyse van de zakbaakmetingen. De restzetting in die deelgebied moet bij voorkeur kleiner dan 0,05 m blijven om te voorkomen dat een zone met een zichtbaar zakkingsverschil zich zal aftekenen in de bestratingen.

Opgemerkt wordt dat de gehanteerde uitgangspunten (zoals ontgravingsdiepte, maaiveldbelasting) en vervormingseisen dienen te worden geverifieerd door de opdrachtgever.

Fugro is niet verantwoordelijk voor door derden uitgevoerde detailberekeningen van de gehele damwandconstructie. Als bij de detailberekeningen afwijkende uitgangspunten worden gehanteerd, dient ook de hier gerapporteerde berekening te worden herzien.

5. Stabiliteitsberekening

5.1 Methode Bishop

De stabiliteit van de ophogingen is geanalyseerd door het uitvoeren van glijvlakberekeningen volgens de vereenvoudigde methode Bishop met het programma D-Geo Stability. Hierbij wordt de veiligheidsfactor van een grondmoot langs een cirkelvormig glijvlak berekend. De stabiliteit van het talud is afhankelijk van:

- De sterkte van de grond;
- De grootte van de ophoging;
- De taludhelling inclusief de aanwezigheid van een steunberm;
- De aanwezigheid van een sloot of watergang bij de teen van het talud.

De stabiliteitsberekeningen zijn gemaakt voor de uiterste grenstoestand (UGT). De partiële factoren hebben de volgende waarde voor RC1:

- Volumieke gewicht = 1,0
- Cohesie = 1,3
- Hoek van inwendige wrijving = 1,2

In de berekeningen zijn de afmetingen van de dwarsprofielen aangehouden conform Figuur 2-2 t/m Figuur 2-5.

5.2 Stabiliteitsanalyse

Voor doorsnedes 1, 5 en 6 wordt voor de bouwphase de damwand geïnstalleerd. Bij doorsnede 2 + 3 wordt geen damwand geïnstalleerd, omdat hier een oude onderheide kademuur staat.

De stabiliteitsberekeningen zijn opgezet nadat bekend was hoe lang de damwand minimaal moest zijn. Er zal alleen aan de kant van de damwand een ophoging worden aangebracht. De oever aan de andere zijde van de watergang is buiten beschouwing gelaten.

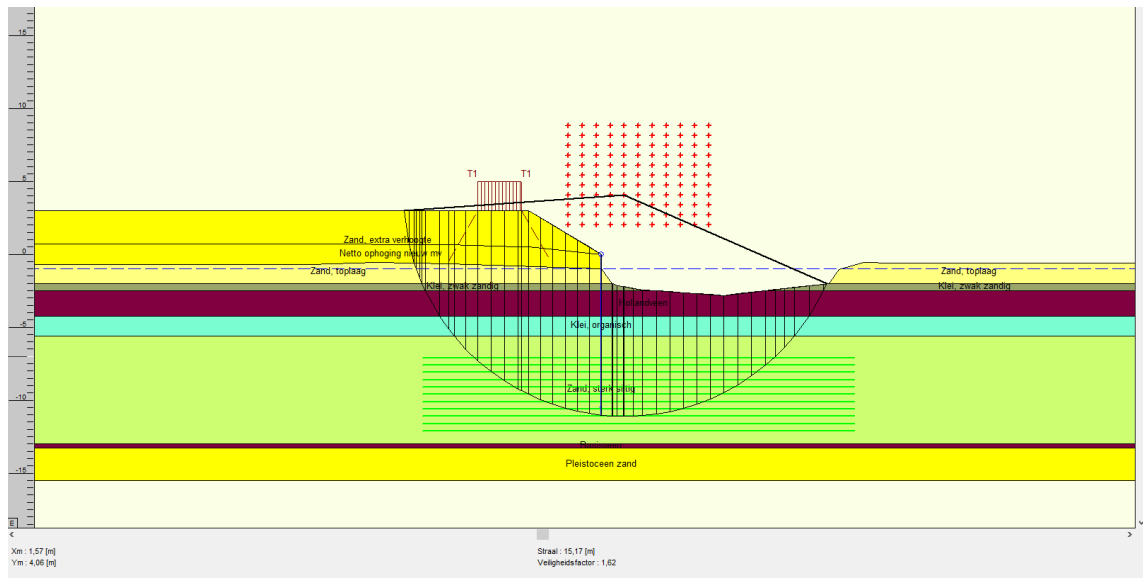
In de berekeningen zijn rekenwaarden gebruikt. De waardes uit Tabel 3-2 zijn gedeeld door de eerdergenoemde partiële factoren.

Net als bij de damwandberekening is een bovenbelasting voor het bouwverkeer aangehouden van 10 kPa. De belasting ligt binnen de glijcirkel.

In de stabiliteitsberekeningen zijn geen wateroverspanningen meegenomen ten gevolge van de ophogingen.

5.2.1 Dwarsdoorsnede 1

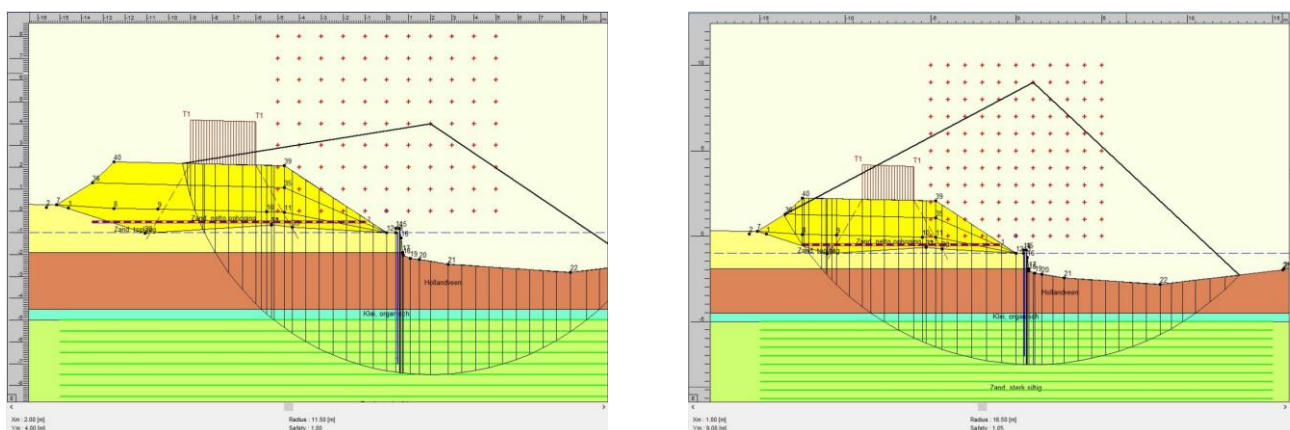
In Figuur 5-1 het profiel te zien van dwarsdoorsnede 1. De ophoging is hier het hoogst en ligt op NAP +3,0 m. Voor de damwand is een 'verboden line' gemodelleerd tot een diepte van NAP -10,0 m. De glijcirkel kan hier niet doorheen gaan. In de figuur is ook te zien dat de veiligheidsfactor 1,62 is. Het talud voldoet hiermee aan de stabiliteitseis van 1,0.



Figuur 5-1: Resultaten stabiliteit dwarsdoorsnede 1

5.2.2 Dwarsdoorsnede 2 + 3

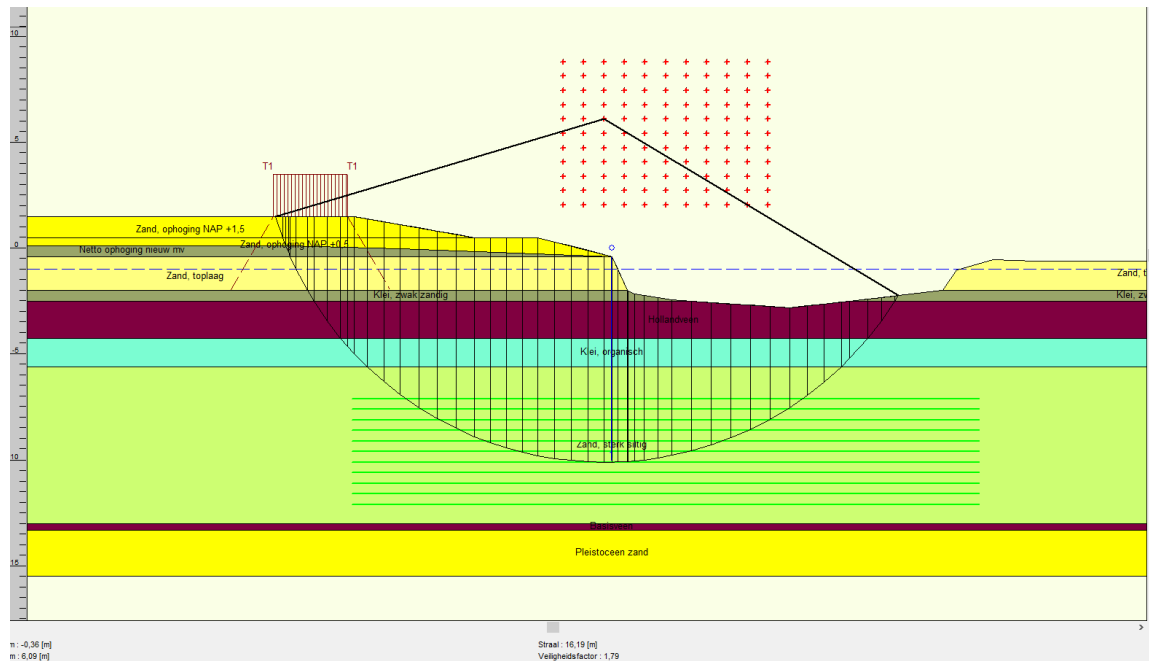
In Figuur 5-1 is de stabiliteit van dwarsdoorsnede 02 beschouwd. De voorbelasting komt tot maximaal NAP +2,0 m. Voor de onderheide kademuur is een 'verboden line' gemodelleerd tot diepte NAP -7,0 m (waardoor geen glijcirkel door onderheide kademuur kan optreden). Uitgangspunt voor de stabiliteit is toepassing van geogrid PET 150 kN met lengte 13,0 m. Tevens is een gefaseerde ophoging met zand en monitoring van de kademuur noodzakelijk. De berekende stabiliteitsfactor voor glijcirkel door het geogrid is 1,00 en voor glijcirkel achter het geogrid 1,05. Daarmee wordt voldaan aan de minimale stabiliteitsfactor van 1,0.



Figuur 5-2: Resultaten stabiliteit dwarsdoorsnede 02

5.2.3 Dwarsdoorsnede 5

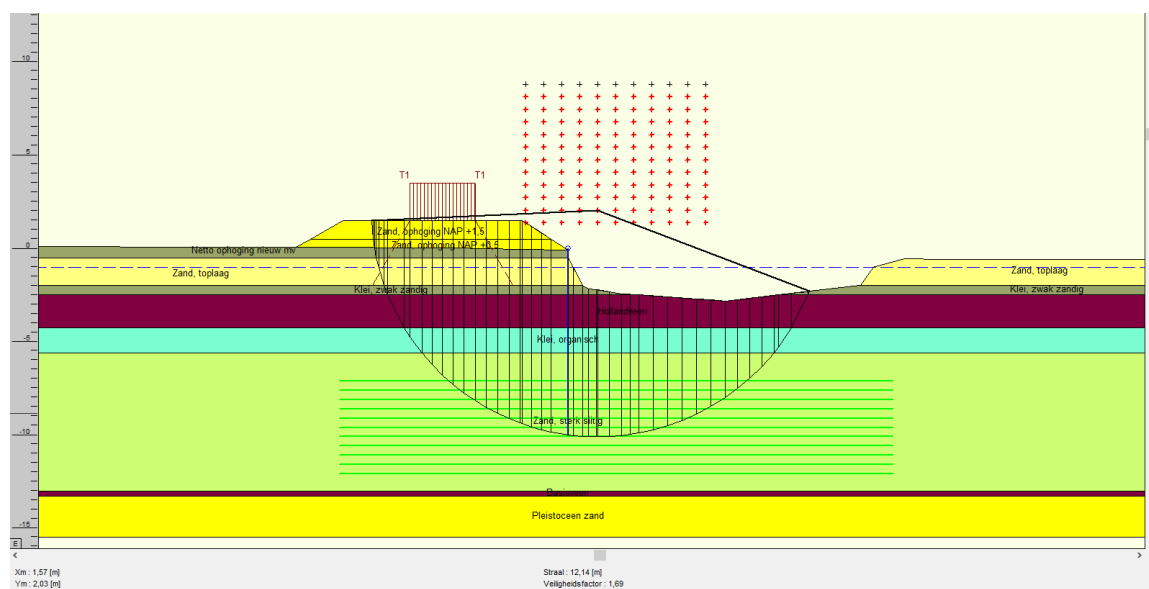
In Figuur 5-3 staat dwarsdoorsnede 5 weergegeven. Hier is duidelijk de steunberm te zien. De steunberm is gemodelleerd op NAP +0,5 m. De rest van de ophoging ligt op NAP +1,5 m. De damwand is gemodelleerd tot NAP -10,0 m. De berekening geeft een veiligheidsfactor van 1,79 en voldoen aan de eis.



Figuur 5-3: Resultaten stabiliteit dwarsdoorsnede 5

5.2.4 Dwarsdoorsnede 6

In Figuur 5-4 staat dwarsdoorsnede 6 weergegeven. In dit profiel ligt de uiteindelijke ophoging op NAP +1,5 m. De damwand is gemodelleerd tot NAP -11,0 m. De berekening geeft een veiligheidsfactor van 1,69 en voldoen aan de eis.



Figuur 5-4: Resultaten stabiliteit dwarsdoorsnede 6

5.3 Samenvatting en adviezen

Op basis van de berekeningsresultaten voor de voorbelastingen met damwanden en geogrids en de gebruiksfase met damwanden kan worden geconcludeerd dat voor dwarsdoorsnedes 1, 5 en 6 de stabiliteit voldoende is met de geadviseerde maatregelen. Voor het traject van dwarsdoorsnedes 2 en 3 met de kademuur is een gefaseerde ophoging van de voorbelasting noodzakelijk met monitoring van de betonnen kademuur.

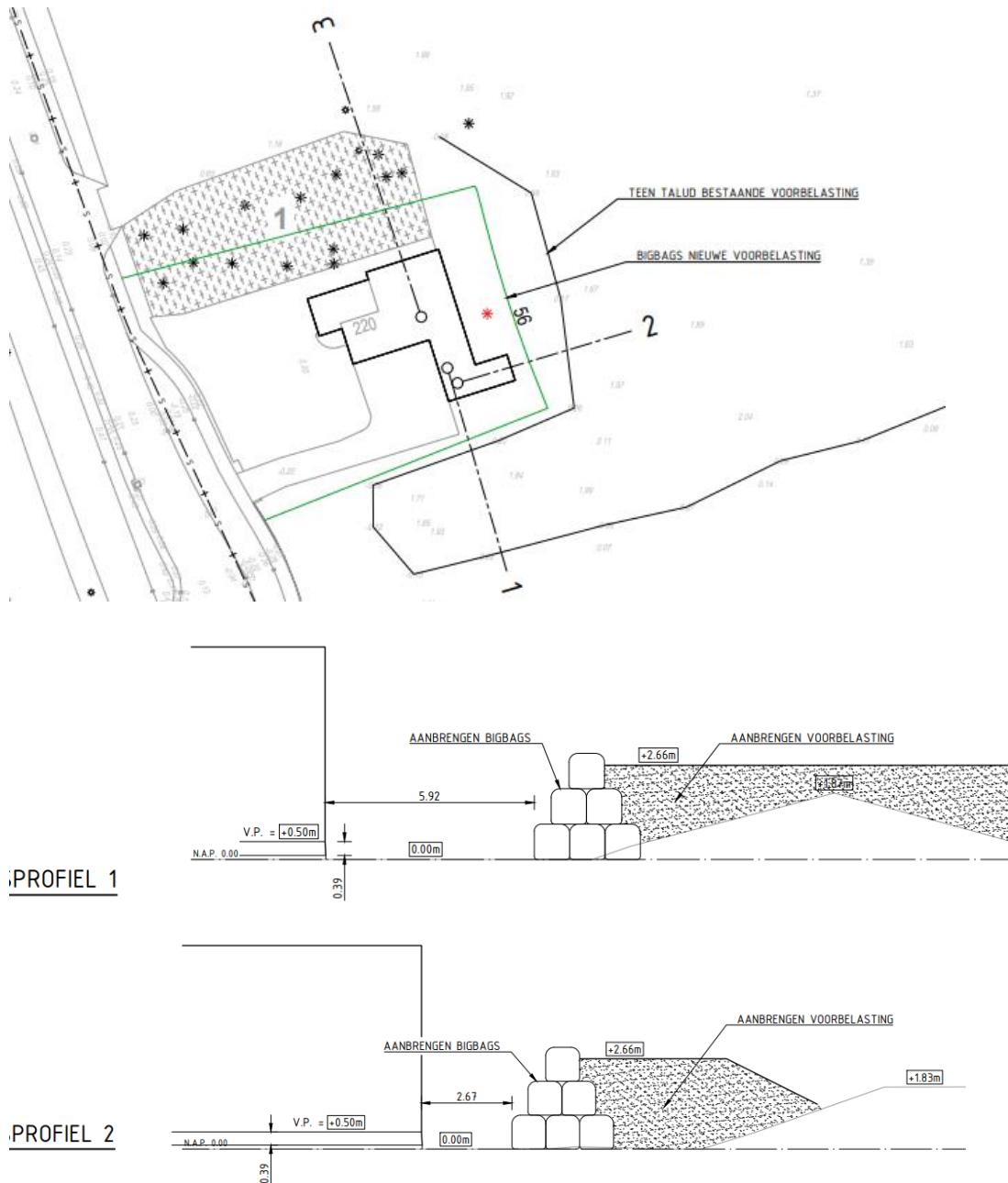
De toepassing van PET-geogrids vereist de nodige zorgvuldigheid tijdens de uitvoering voor oa. het juiste materiaal, het aanlegniveau en de lengte en met name het opspannen van geogrids). De geogrids zijn noodzakelijk voor de stabiliteit in de bouwfase maar niet in de gebruiksfase.

Verder vereist de monitoring van de kademuur ook een zorgvuldige en tijdige uitvoering van metingen, en tijdige beoordeling van de meetresultaten, waarbij eventuele verplaatsing van de kademuur in vergelijking met de voortgang van de gefaseerde zandophoging moet worden beoordeeld. Het is raadzaam een monitoringsplan en communicatieplan op te stellen.

5.4 Uitbreiding voorbelasting langs provinciale weg

Voorbelasting langs woning Provincialeweg 220 (tot groene lijnen)

De aanwezige voorbelasting op het terrein (van circa 4,0 m) moet uitgebreid worden richting de woning. In profielen 1, 2 en 3 is een zandophoging van 2,65 m weergegeven. Deze ophoging met zand wordt beëindigd met enkele rijen big bags (gevuld met zand).



Afmetingen van uitbreiding voorbelasting richting woning :

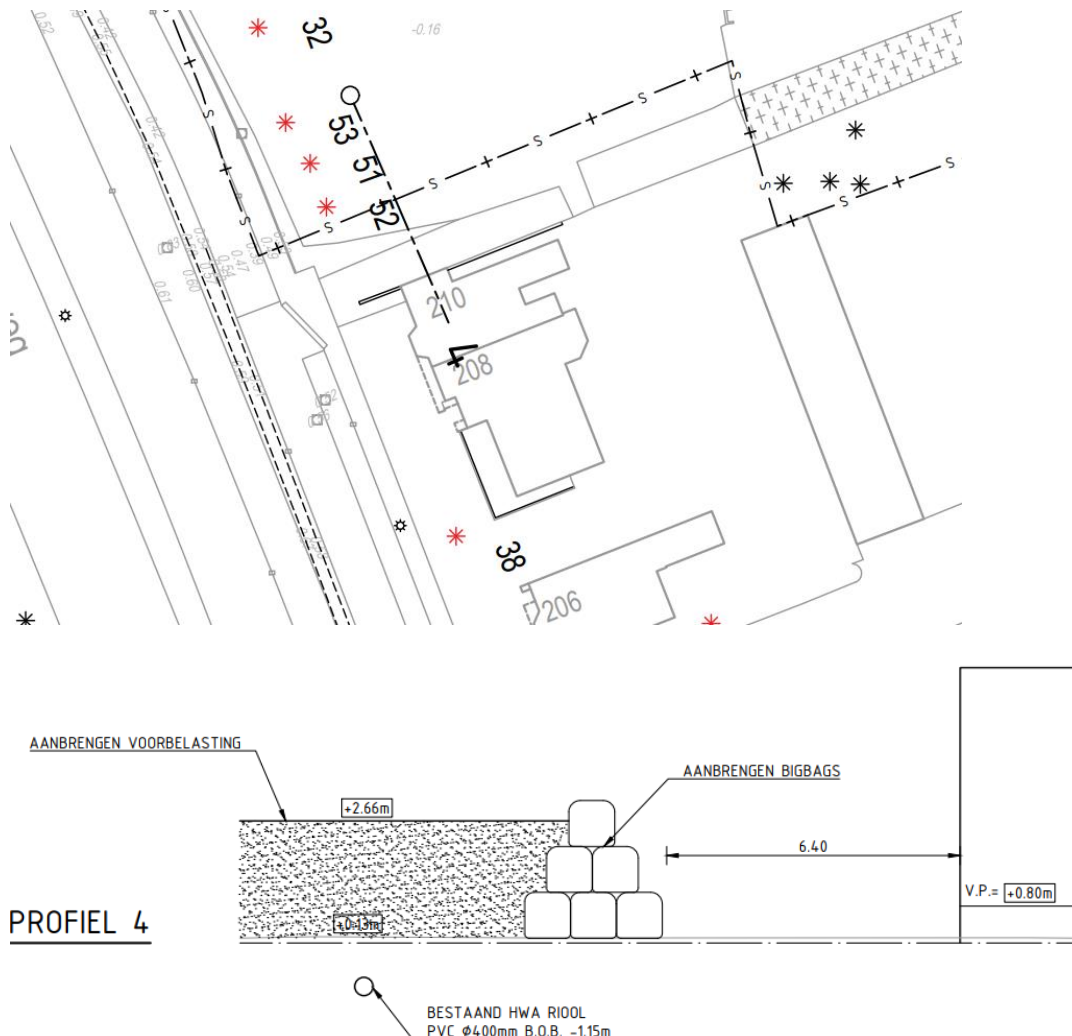
- profiel 1 : zand 1,85 m met gestapelde big bags tot ca. 5,9 m uit zijgevel
verwachting is enige invloed op houten palen (B&M-berekening $u = 7,5$ cm);
- profiel 2 : zand 1,85 m met gestapelde big bags tot ca. 2,65 m uit achtergevel
verwachting is aanzienlijke invloed en maatregelen noodzakelijk;
- profiel 3 : zand 1,50 m met gestapelde big bags tot ca. 7,6 m uit zijgevel
verwachting is geringe invloed op houten palen.

Wij adviseren de volgende maatregelen voor uitbreiding van de voorbelasting :

- stalen damwand AZ13 / 8,0 m met verankering langs achtergevel van aanbouw (profiel 2) met geogrid-verankering van PET 150 kN en lengte circa 15 m onder de zandophoging;
- voorbelasting gefaseerd aanbrengen in combinatie met monitoring van de horizontale verplaatsing van slappe grond (langs aanbouw hellingmeetbuizen NAP -7,0 m plaatsen).

Voorbelasting langs woning Provincialeweg 210 (tot 6,4 m uit zijgevel)

De aanwezige voorbelasting op het terrein (van circa 4,0 m) moet uitgebreid worden richting de woning. In dwarsprofiel 4 is een zandophoging van 2,65 m weergegeven. Deze ophogingen met zand worden beëindigd met enkele rijen big bags (gevuld met zand). Vlak langs de woning bevindt zich een gedempte watergang.

**Afmetingen van uitbreiding voorbelasting richting zijgevel woning :**

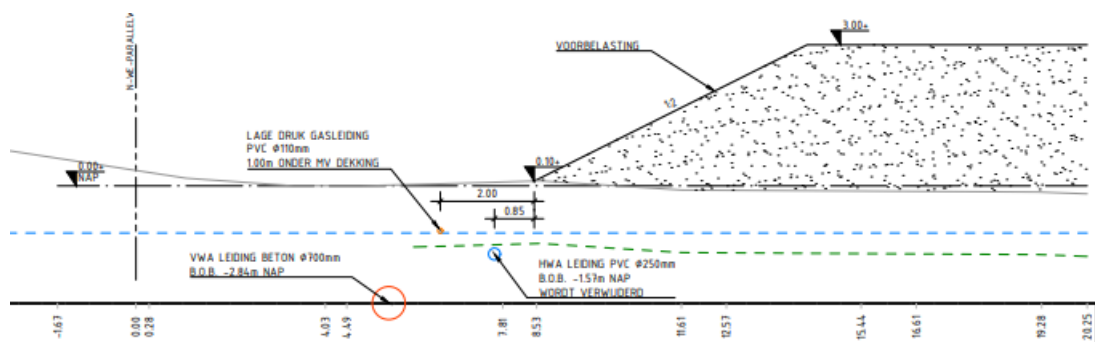
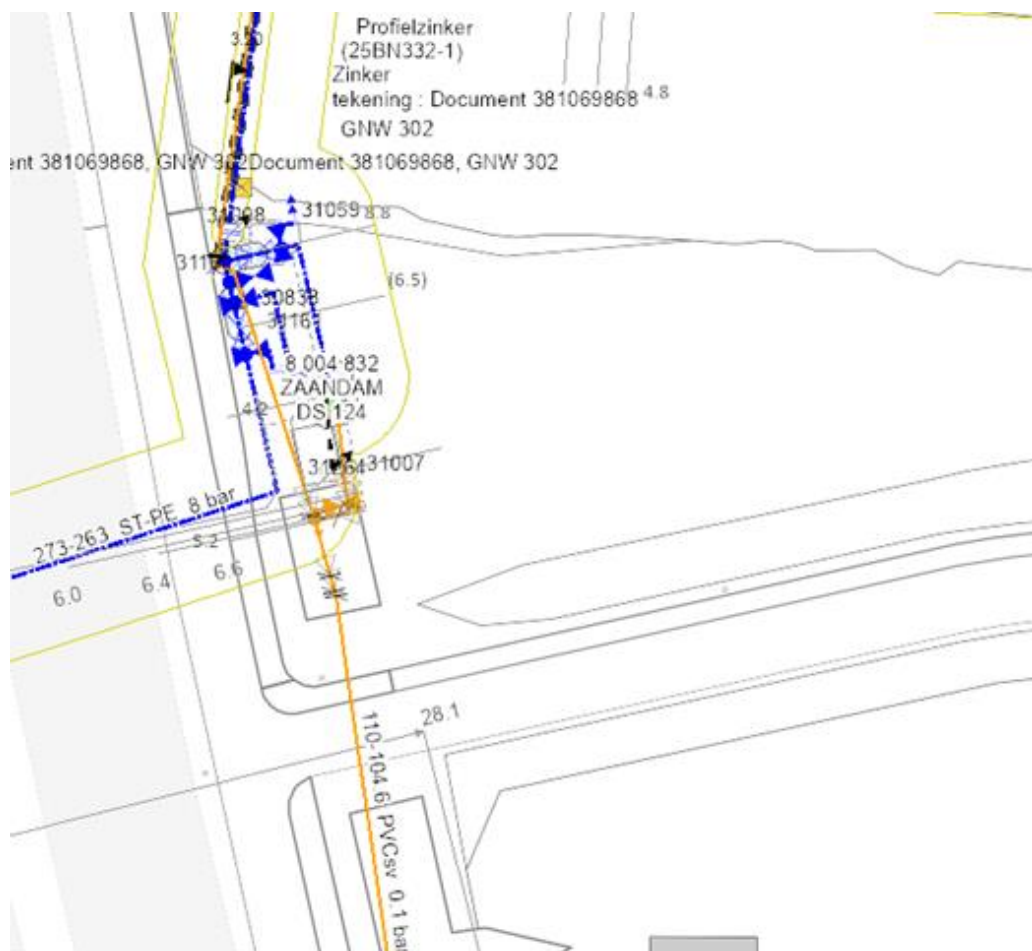
- profiel 4 : voorbelasting 2,65 m zand (met big bags) tot 6,4 m uit zijgevel
zonder maatregelen zal een afschuiving van de gestapelde big bags optreden;
- groot risico op schade aan houten paalfundering van woning Provincialeweg 210 met gedempte watergang dicht langs woning (watergang is kort voor 2000 gedempt);
- stabiliteit van zandophoging NAP+2,66 m is vermoedelijk onvoldoende (gedempte sloot).

Wij adviseren de volgende maatregelen voor uitbreiding van de voorbelasting :

- stalen damwand AZ13 / 8,0 m met verankering langs zandophoging (gestapelde big bags) met geogrid-verankering van PET 150 kN en lengte circa 15 m onder de zandophoging;
- voorbelasting gefaseerd aanbrengen in combinatie met monitoring van de horizontale verplaatsing van slappe grond (langs zijgevel hellingmeetbuis tot NAP -7,0 m plaatsen).

Lage druk gasleiding langs Provincialeweg

Langs de Provinciale weg ligt een lagedruk gasleiding van PVC 110 mm (dekking circa 1,0 m). De voorbelasting met zand op het middenterrein moet uitgebreid worden tot nabij de gasleiding. In onderstaande dwarsprofiel is een voorbelasting van 3,0 m weergegeven (talud van 1 : 2 met teen talud op 2,0 m uit de gasleiding). De bodemopbouw ter plaatse van de gasleiding is niet bekend.



Wij adviseren de volgende maatregelen voor zandophoging nabij lagedruk gasleiding :

(zie de oranje lijn in bovenstaande situatie) :

- monitoring van de hoogteligging van de gasleiding door hoogtemetingen aan 5 meetpunten op de gasleiding (meetbaken afschermen met straatpot);
- indien enige zakking opgetreden (van 3 cm of meer) dan lichte stalen damwand met onderkant op NAP -6,0 m langs de zandophoging plaatsen (bijvoorbeeld AZ 12-700).

De gasleiding ligt vermoedelijk in het traject van een gedempte watergang (zie archieffoto).

6. Uitvoering en monitoring

6.1 Algemeen

Damwanden kunnen heidend, trillend of drukkend op diepte worden gebracht. De wijze waarop de damwandplanken kunnen worden aangebracht en eventueel verwijderd is sterk afhankelijk van de bodemopbouw, de kwaliteit van de belendende bebouwing en de wijze waarop deze is gefundeerd, de aanwezigheid van kabels en leidingen en de bereikbaarheid van de locatie voor bouw materieel. De mogelijkheid om planken schadevrij in de grond te brengen is globaal getoetst aan de richtlijnen van NVAF (*Schadevrij installeren van stalen damwand in Nederland*) opgenomen in bijlage B van CUR-publicatie 166 Deel 1. Deze toets geeft geen beoordeling van mogelijke schade aan belendingen. Binnen onze opdrachtverlening is geen ruimte om op deze aspecten nader in te gaan. Desgewenst kunnen wij u hierin nader adviseren. Verder wordt verwezen naar NEN-EN 12063, de Europese norm voor de uitvoering van damwanden.

Voorbelastingen moeten aangebracht worden met ophoogzand en horizontale drainage voor de afvoer van grondwater (agv neerslag). Een stijging van de grondwaterstand in de aangebrachte voorbelasting reduceert het effectieve gewicht van ophoogzand en daarom moeten horizontale drains (met afvoer) onderin een voorbelasting aangebracht worden.

De voorbelastingen moeten gefaseerd aangebracht worden, zodat de horizontale verplaatsing van kademuur en damwanden gemeten en beoordeeld kunnen worden. Dit is absoluut noodzakelijk vanwege onbekendheid over de staat van de betonnen kademuur en vanwege onzekerheid over het functioneren van de geogrid-verankering in de praktijk. De fasering van de ophogingen is direct na aanleg van en opspannen van geogrids 1,0 m zand en vervolgens een ophoogtempo van 0,5 m zand per maand. Er moeten voldoende meetpunten geplaatst worden en deze moeten tijdig gemeten worden (minimaal eenmaal per week) en beoordeeld worden op gestelde grenswaarden voor de horizontale verplaatsing (zie onderdeel monitoring).

Tevens moeten voldoende zakbaken geplaatst worden en moeten zakbaakmetingen regelmatig uitgevoerd worden (éénmaal per week gedurende de eerste zes maanden, totdat een sterke afname van de zakking is opgetreden). De zakbaken moeten worden gemarkeerd met roodwit-lint rondom de zakbaken, om aanrijden en daarmee verstoring van de metingen te voorkomen.

De geogrids moeten van polyester (PET) zijn, omdat dit materiaal een hoge stijfheid bezit, waardoor de rek van het geogrid onder trekbelasting beperkt blijft. Tevens moeten de geogrids na aanleg voorgespannen worden (bijvoorbeeld met houten piketten), zodat initiële rek van het geogrid zo min mogelijk blijft. Daardoor blijft de horizontale verplaatsing van bovenkant van de damwand beperkt. Tenslotte moet onder de geogrids minimaal 0,5 m zand

aanwezig zijn om voldoende schuifweerstand te kunnen genereren voor de benodigde trekkracht in het geogrid.

6.2 Monitoring kademuur en fasering voorbelasting

Voor het aanbrengen van een voorbelasting met zand langs de kademuur wordt voorgesteld om geen aanvullende maatregelen te treffen, maar om monitoring aan de kademuur uit te voeren (bewaking van horizontale verplaatsing dmv meetpunten op zijkant van kademuur). De enige optie zou zijn om een stalen damwand langs de kademuur in de watergang te plaatsen en met verankering), waarbij dan de sterkte van de kademuur wordt verwaarloosd.

De bewaking van de kademuur door monitoring van horizontale verplaatsing moet tesamen met een gefaseerde ophoging van de voorbelasting van zand:

- vooraf voldoende meetpunten plaatsen en nulmetingen uitvoeren;
- indien nodig ontgraven tot een diepte van NAP -1,0 m en 0,5 m zand aanbrengen;
- PET-geogrid aanbrengen op NAP -0,5 m (en opspannen) en ophogen tot NAP +0,5 m;
- daarna elke week monitoring en gefaseerd verder ophogen met 0,5 m zand per maand;
- na elke ophoogslag metingen uitvoeren binnen enkele dagen na ophoging, waarna de gemeten verplaatsing en toename telkens beoordeeld moet worden;
- de verplaatsingen toetsen aan alarmwaarde 15 mm en interventiewaarde 30 mm;
- bij verplaatsing van meer dan 30 mm moet het ophoog tempo gehalveerd worden.

De monitoring moet door een bedrijf met ruim voldoende deskundigheid uitgevoerd worden.

Wij attenderen erop dat uitgangspunten (zoals fasering van zandophogingen, ontgravingsdiepte, maaiveldbelasting) en vervormingseisen dienen te worden geverifieerd door de opdrachtgever door controle van het bestek (.

Fugro is niet verantwoordelijk voor door derden uitgevoerde detailberekeningen van de gehele damwandconstructie. Als bij de detailberekeningen afwijkende uitgangspunten worden gehanteerd, dient ook de hier gerapporteerde berekening te worden herzien.

6.3 Monitoring damwanden en fasering voorbelasting

Tijdens het aanbrengen van een voorbelasting met zand langs damwanden wordt voorgesteld om monitoring aan de damwand uit te voeren (bewaking van horizontale verplaatsing dmv meetpunten aan de damwand). De voorbelasting moet in twee fasen aangebracht worden en direct na aanbrengen voorbelasting moet de horizontale verplaatsing van de damwand gemeten worden, ter controle van de effectiviteit van de verankering met geogrids.

De controle van de damwanden door monitoring van horizontale verplaatsing moet tesamen met een gefaseerde ophoging van de voorbelasting van zand:

- vooraf voldoende meetpunten plaatsen en nulmetingen uitvoeren;
- indien nodig ontgraven tot een diepte van NAP -1,0 m en 0,5 m zand aanbrengen;
- PET-geogrid aanbrengen op NAP -0,5 m (en opspannen) en ophogen tot NAP +0,5 m;
- daarna elke week monitoring en gefaseerd verder ophogen met 0,5 m zand per maand;
- na elke ophoogslag metingen uitvoeren binnen enkele dagen na ophoging, waarna de

- gemeten verplaatsing en toename telkens beoordeeld moet worden;
- de verplaatsingen toetsen aan alarmwaarde 40 mm en interventiewaarde 80 mm;
 - bij verplaatsing van meer dan 80 mm moet het ophoogtempo gehalveerd worden.
- De monitoring moet door een bedrijf met ruim voldoende deskundigheid uitgevoerd worden.

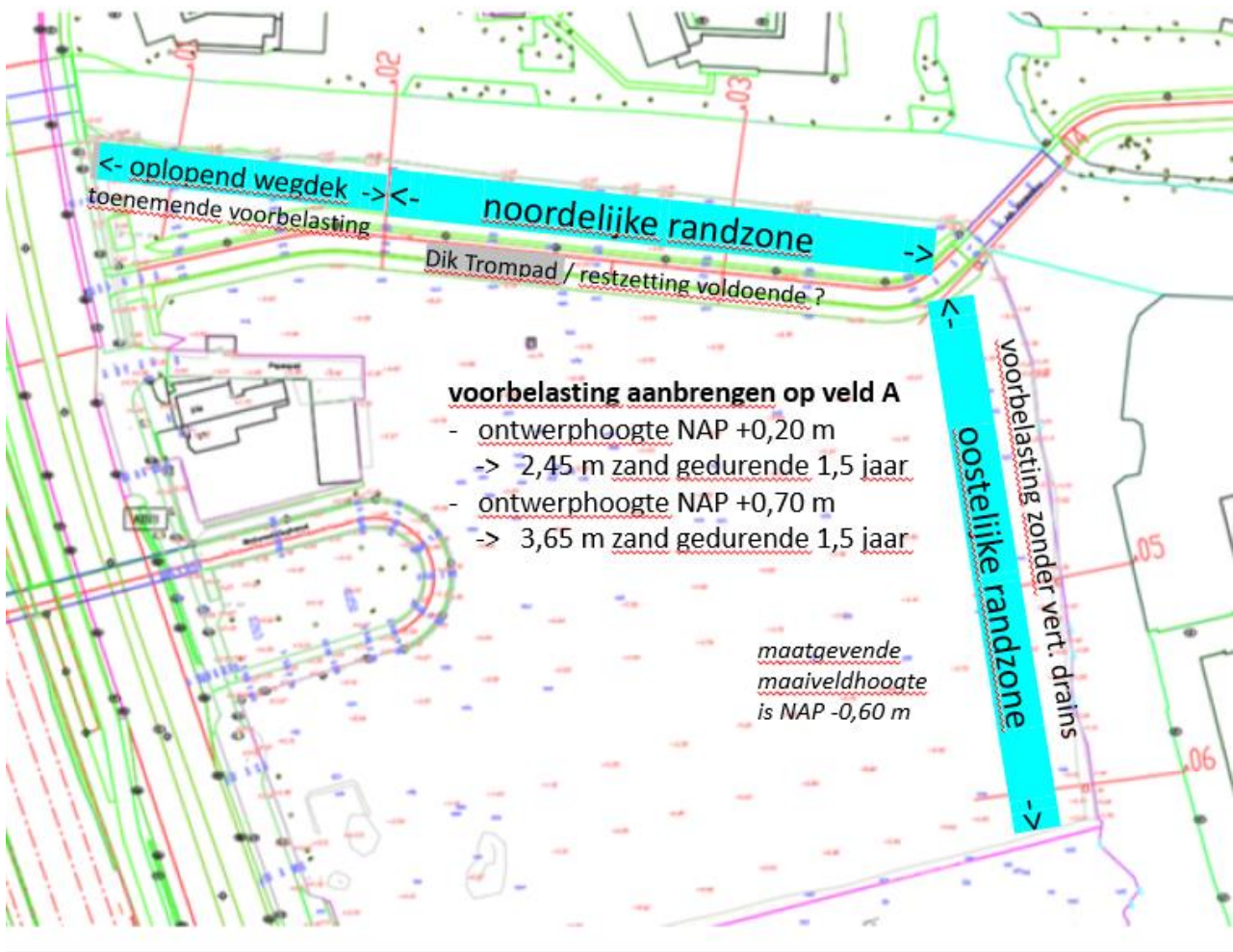
Wij attenderen erop dat de uitvoering van de geogrid-verankering veel invloed kan hebben op de effectiviteit van de verankering en daarmee op de horizontale verplaatsing van de damwand. Een zorgvuldige aanleg is zeer belangrijk en met name het opspannen van het geogrid.

Bijlage A

Geotechnisch grondonderzoek

fietspad Dik Trompad 2015

Project Overtuinen / noordelijk deelgebied - veld A (Partheon)

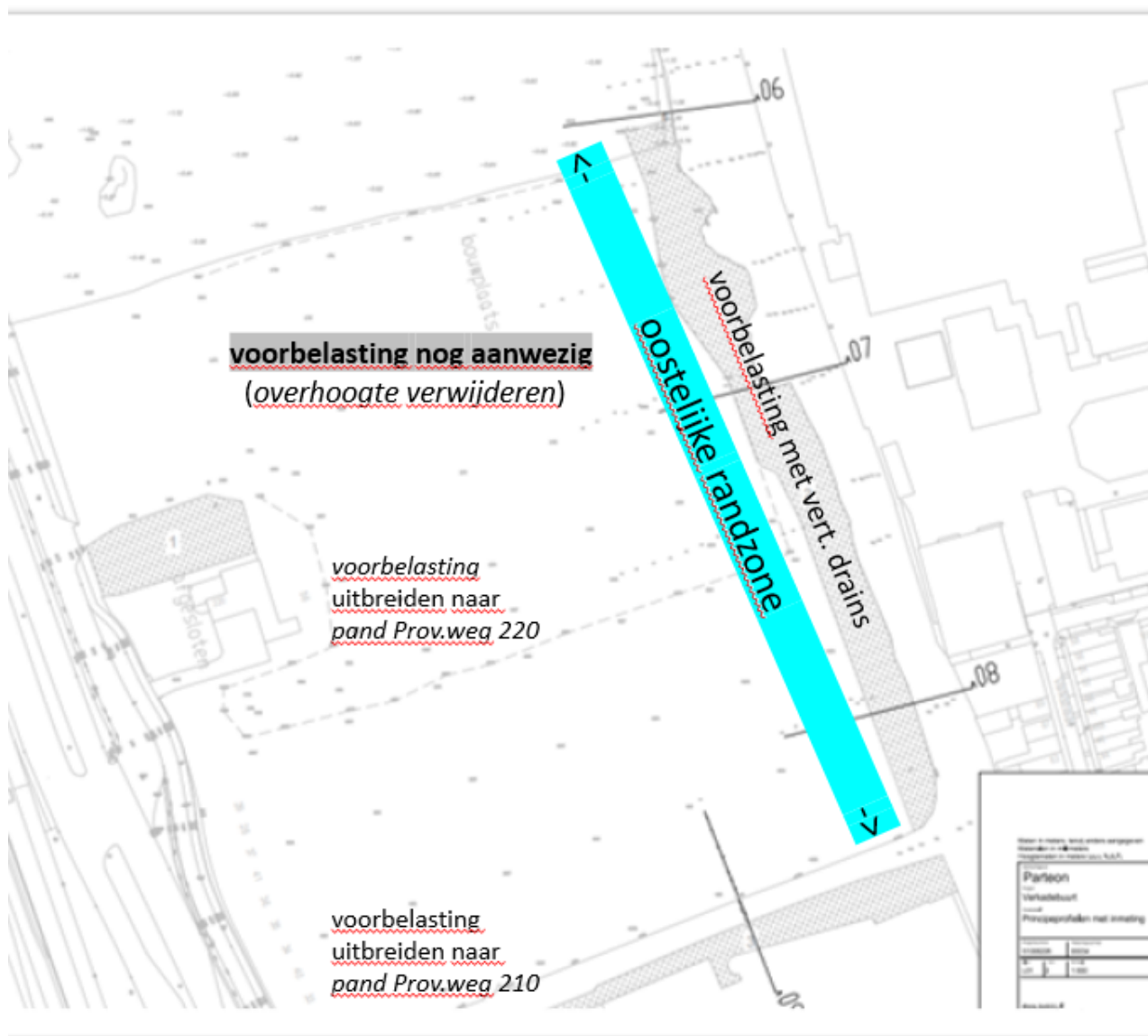


Bijlage B

Geotechnisch grondonderzoek

Overtuinen veld A / Partheon

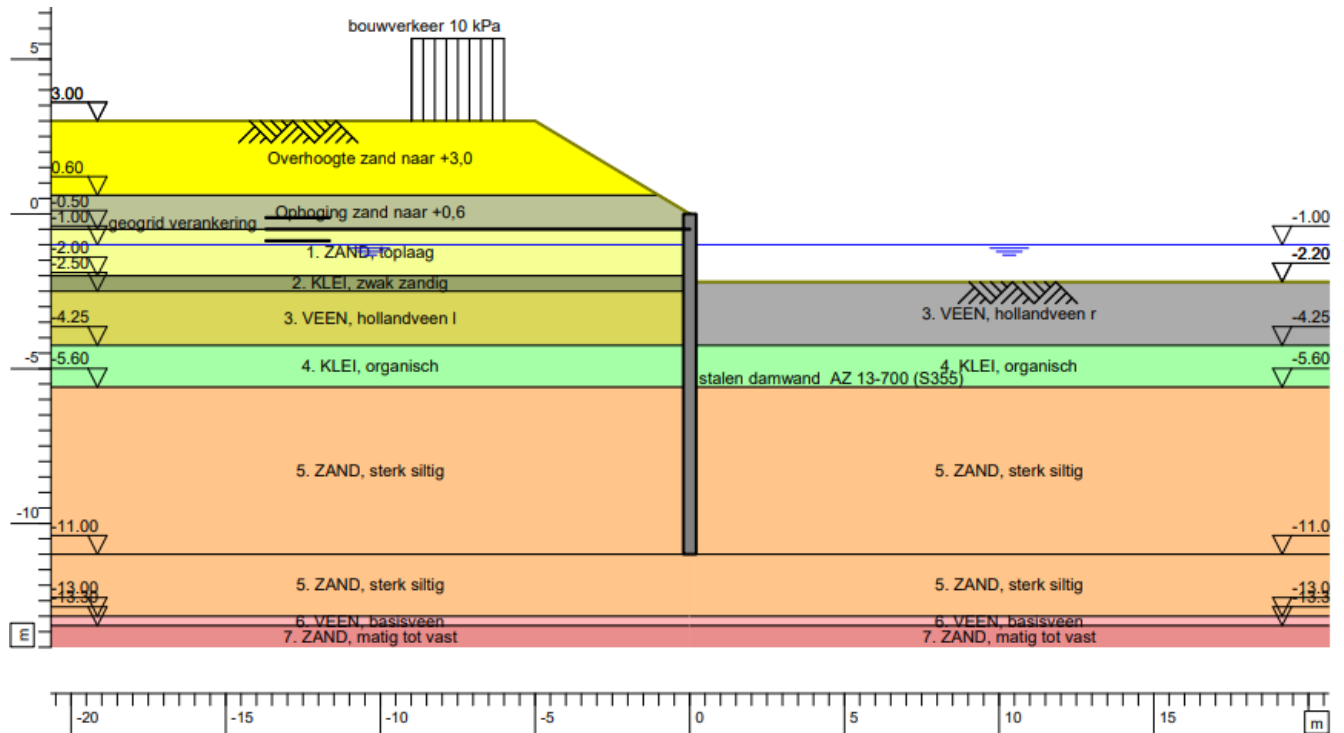
Project Overtuinen / zuidelijk deelgebied - veld B (gemeente)



Bijlage C

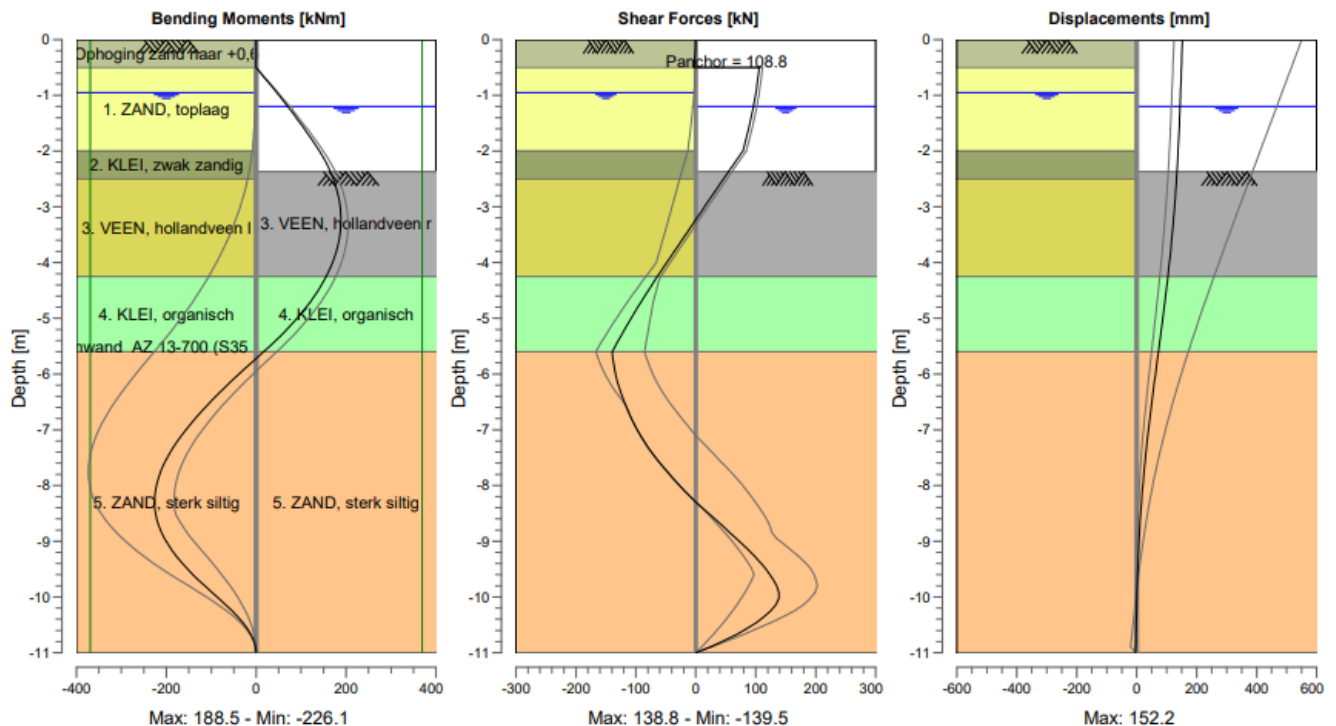
Resultaten van berekeningen
geogridverankerde damwanden

Grafische resultaten damwandberekeningen voor doorsnede 1 – fase UGT

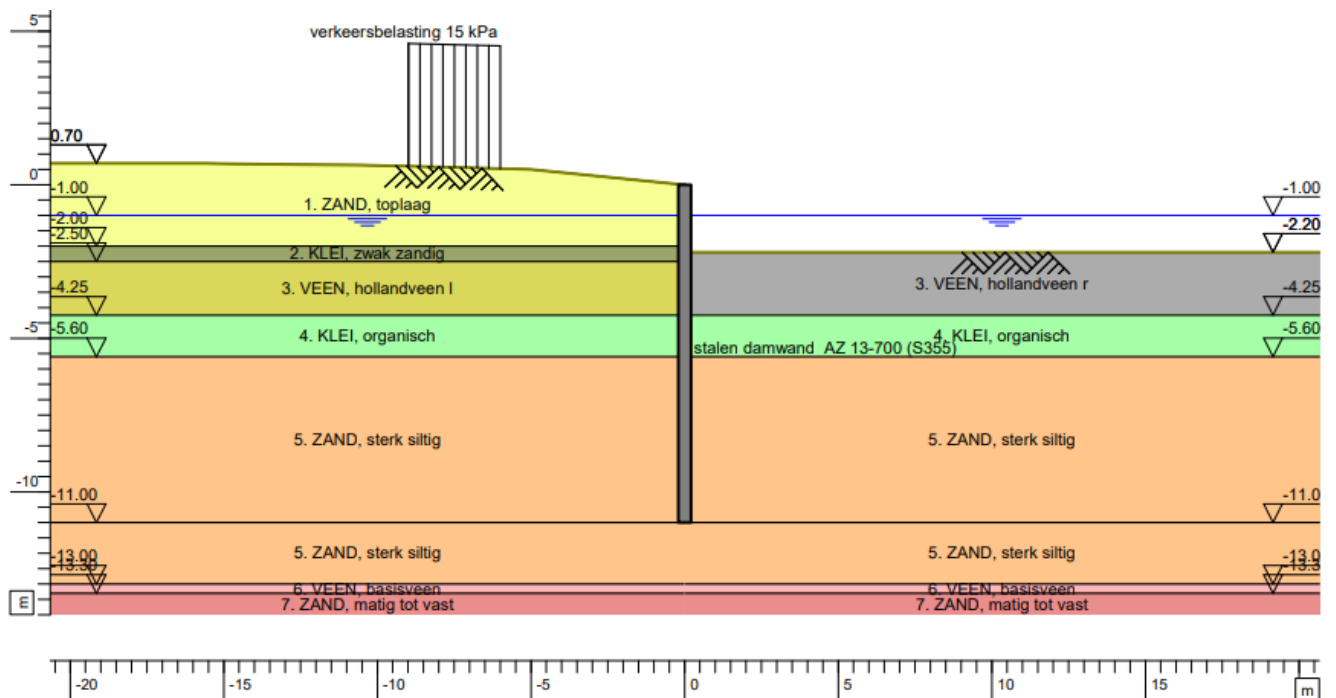


Moments/Forces/Displacements - Stage 1: Bouwfase

Step 6.4 - Partial factor set: RC 1

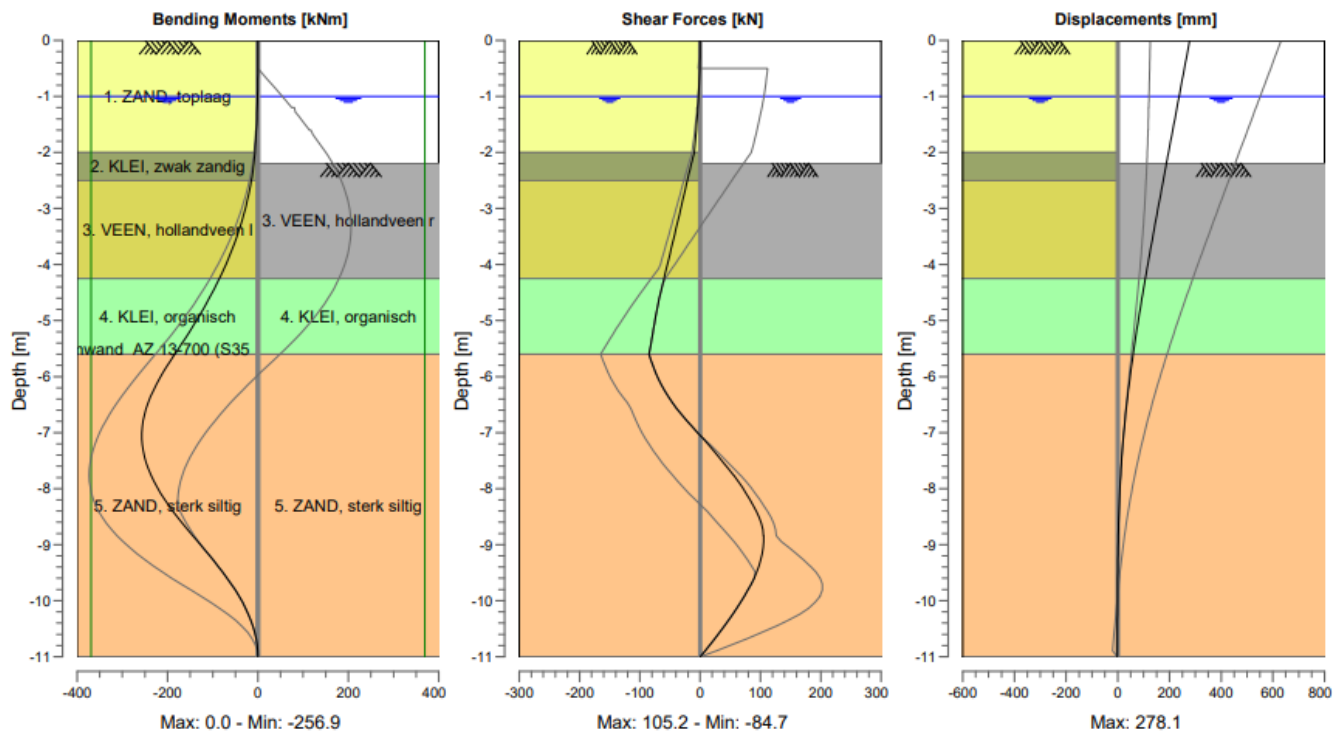


Grafische resultaten damwandberekeningen voor doorsnede 1 – fase BGT

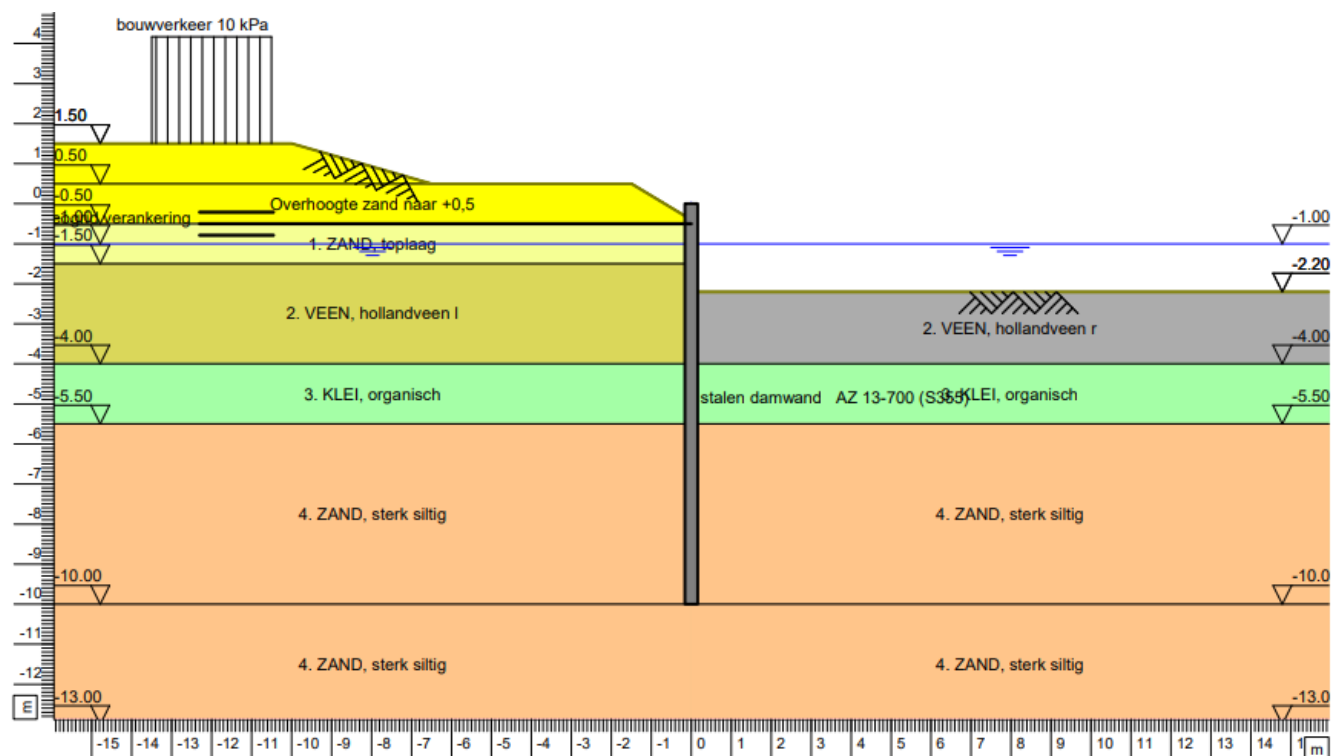


Moments/Forces/Displacements - Stage 2: Gebruiksfas

Step 6.5 - Partial factor set: RC 1

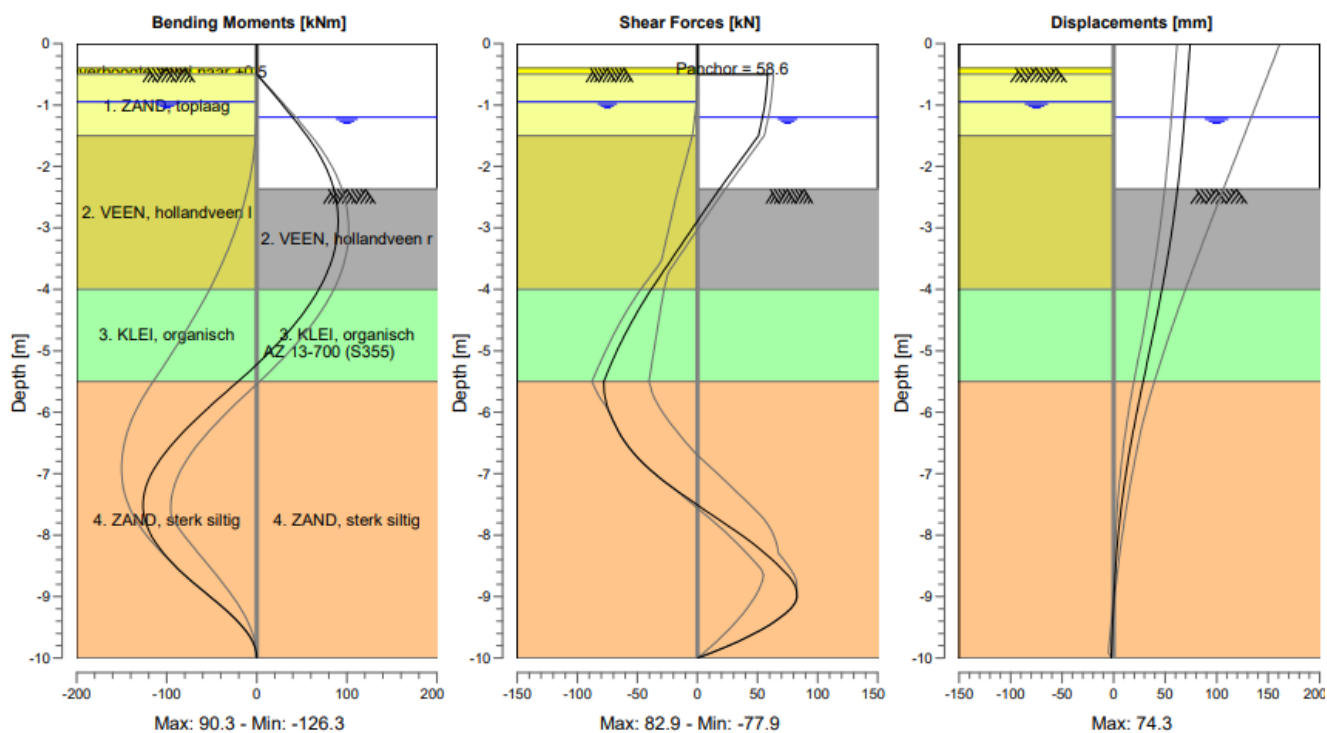


Grafische resultaten damwandberekeningen voor doorsnede 5 – fase UGT

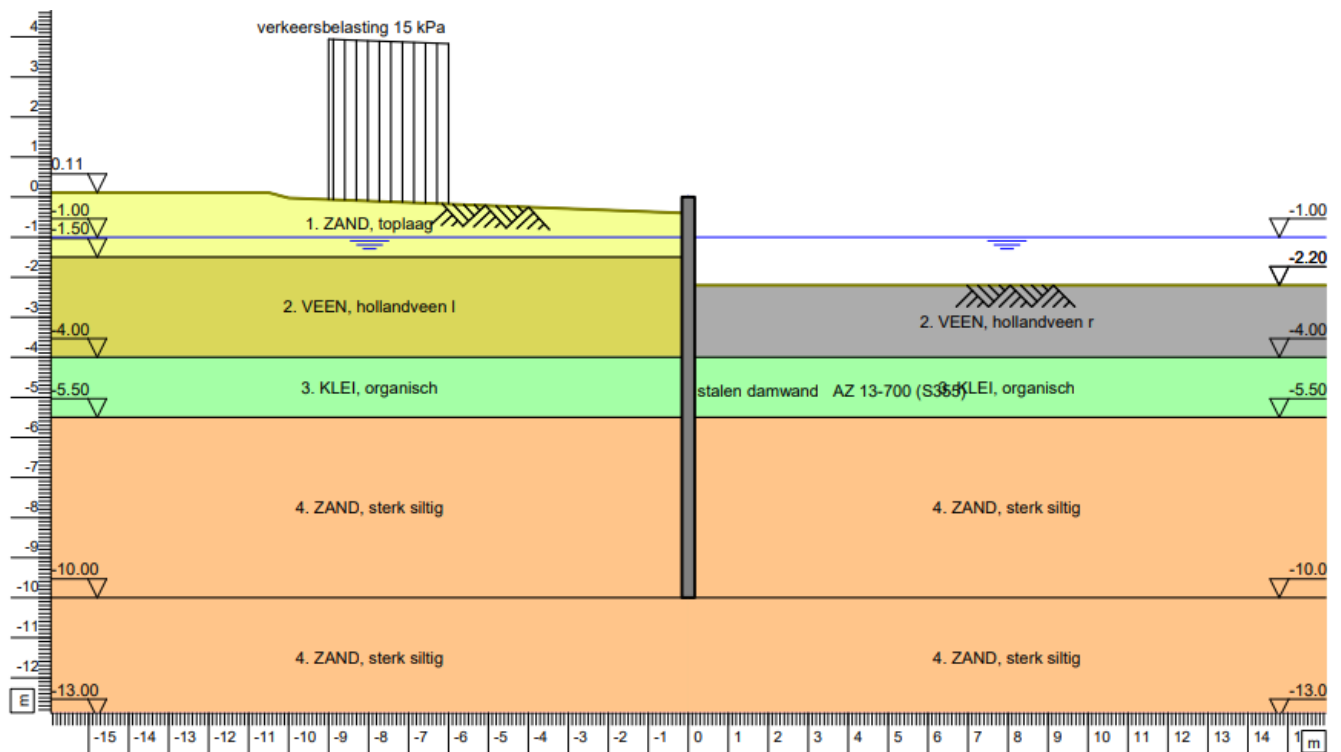


Moments/Forces/Displacements - Stage 1: Bouwfase

Step 6.4 - Partial factor set: RC 1

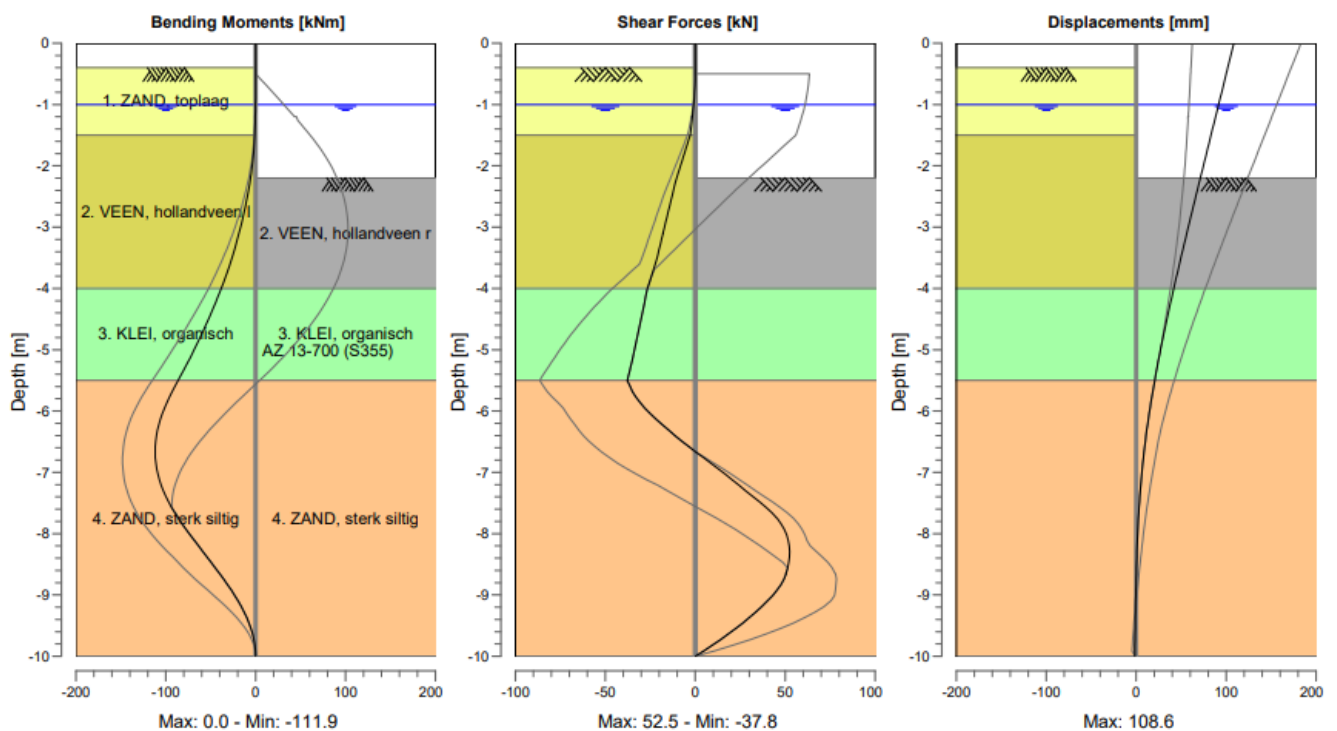


Grafische resultaten damwandberekeningen voor doorsnede 5 – fase BGT

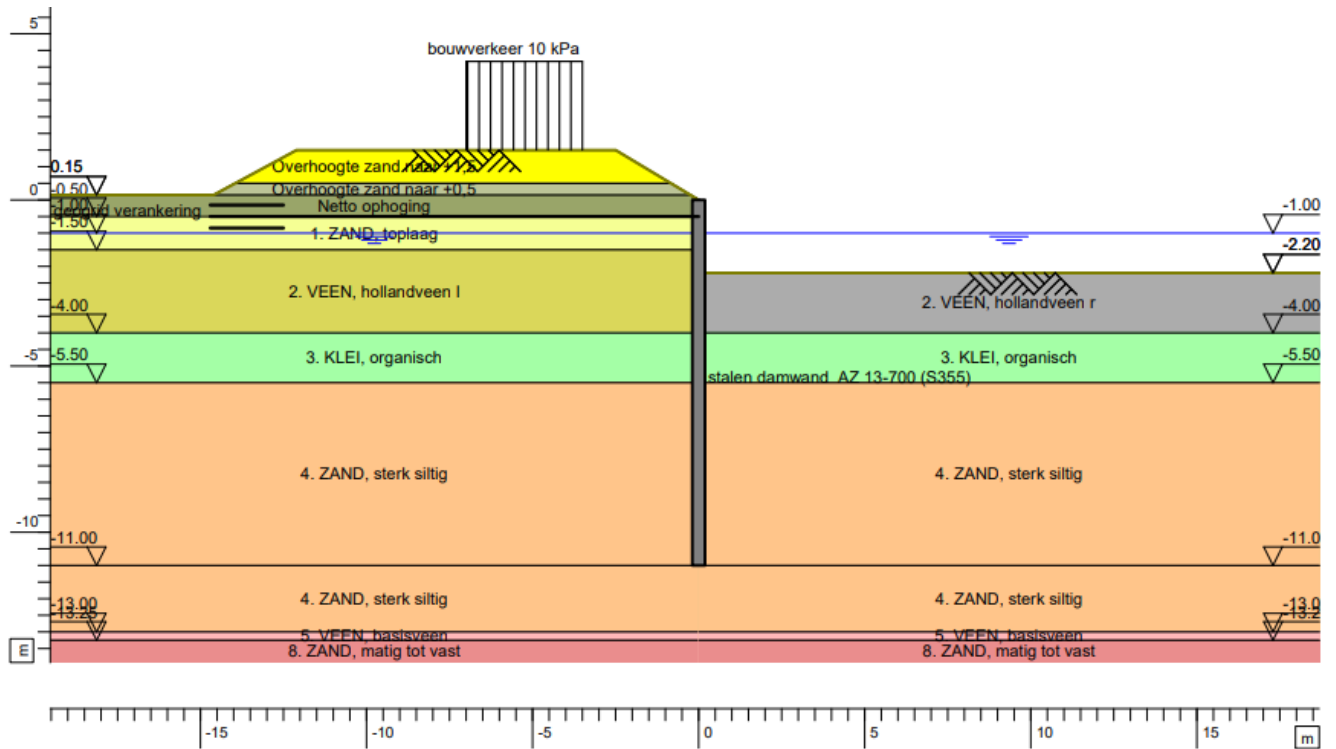


Moments/Forces/Displacements - Stage 2: Gebruiksfas

Step 6.5 - Partial factor set: RC 1

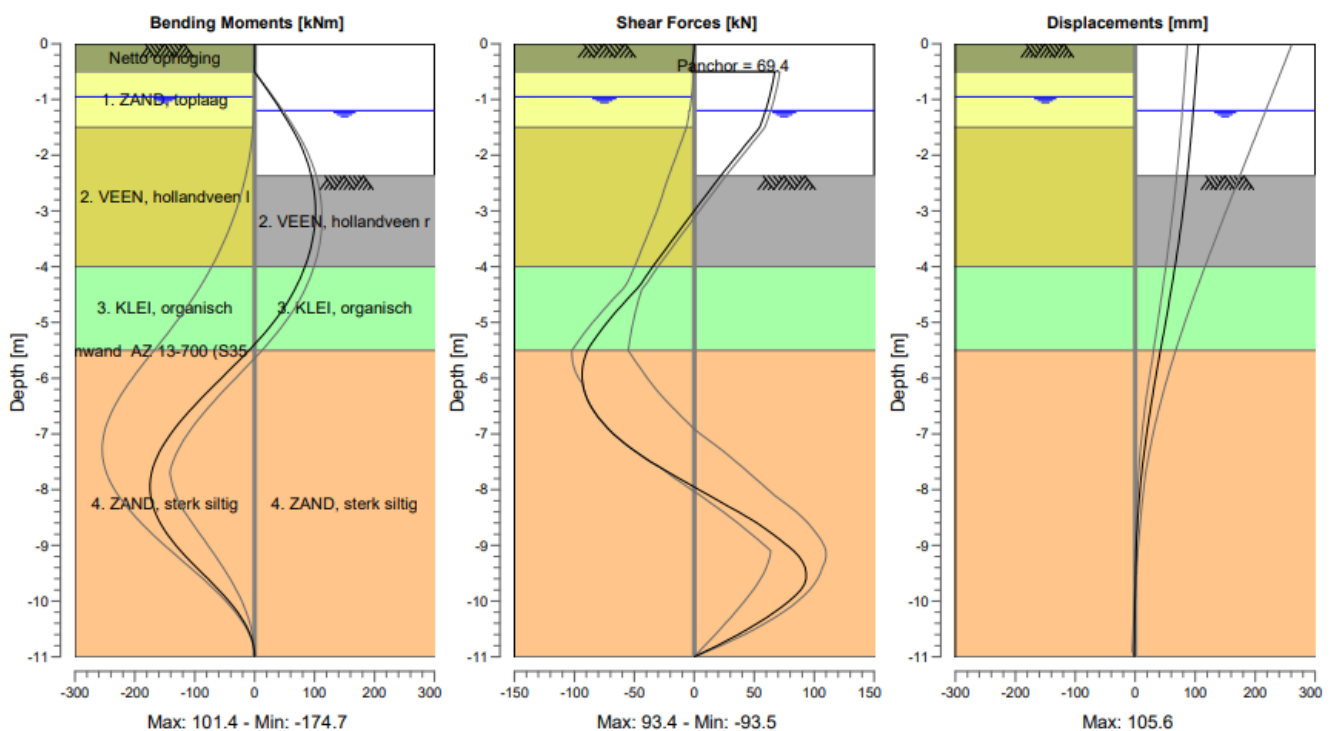


Grafische resultaten damwandberekningen voor doorsnede 6 – fase UGT

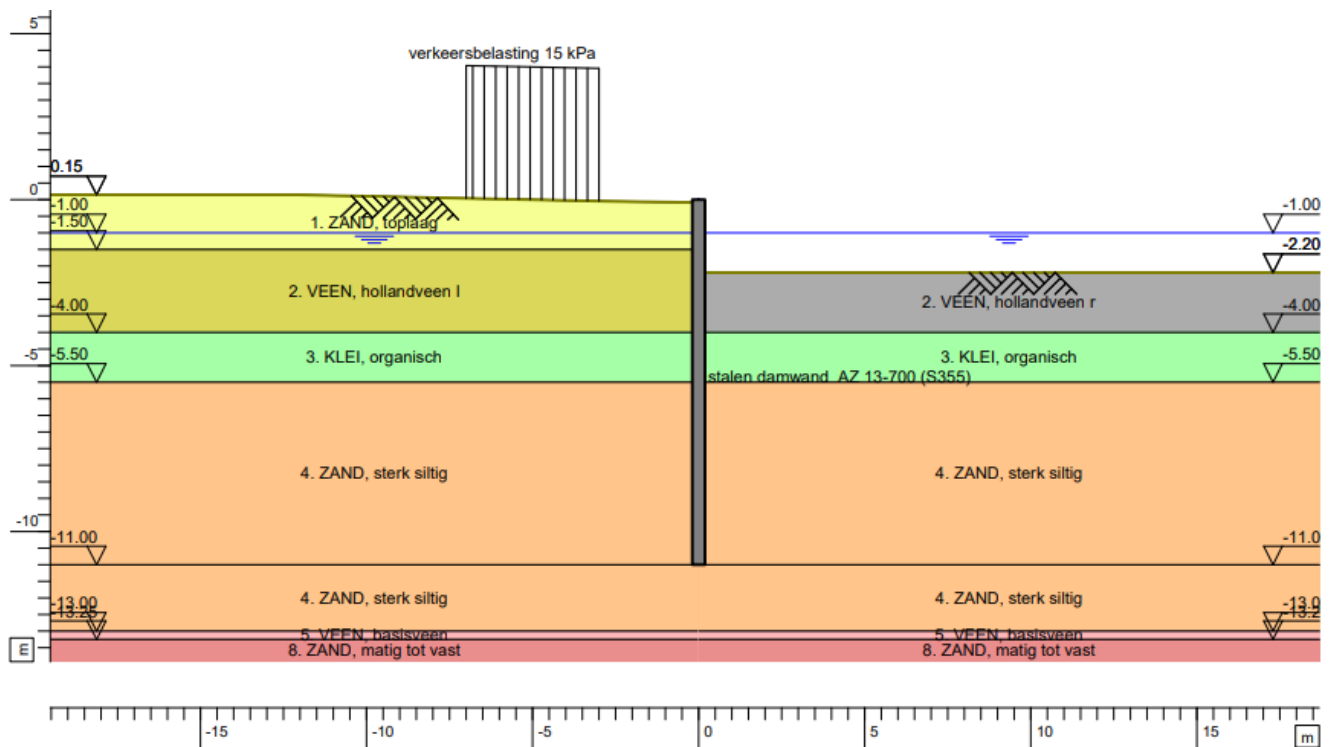


Moments/Forces/Displacements - Stage 1: Bouwfase

Step 6.4 - Partial factor set: RC 1

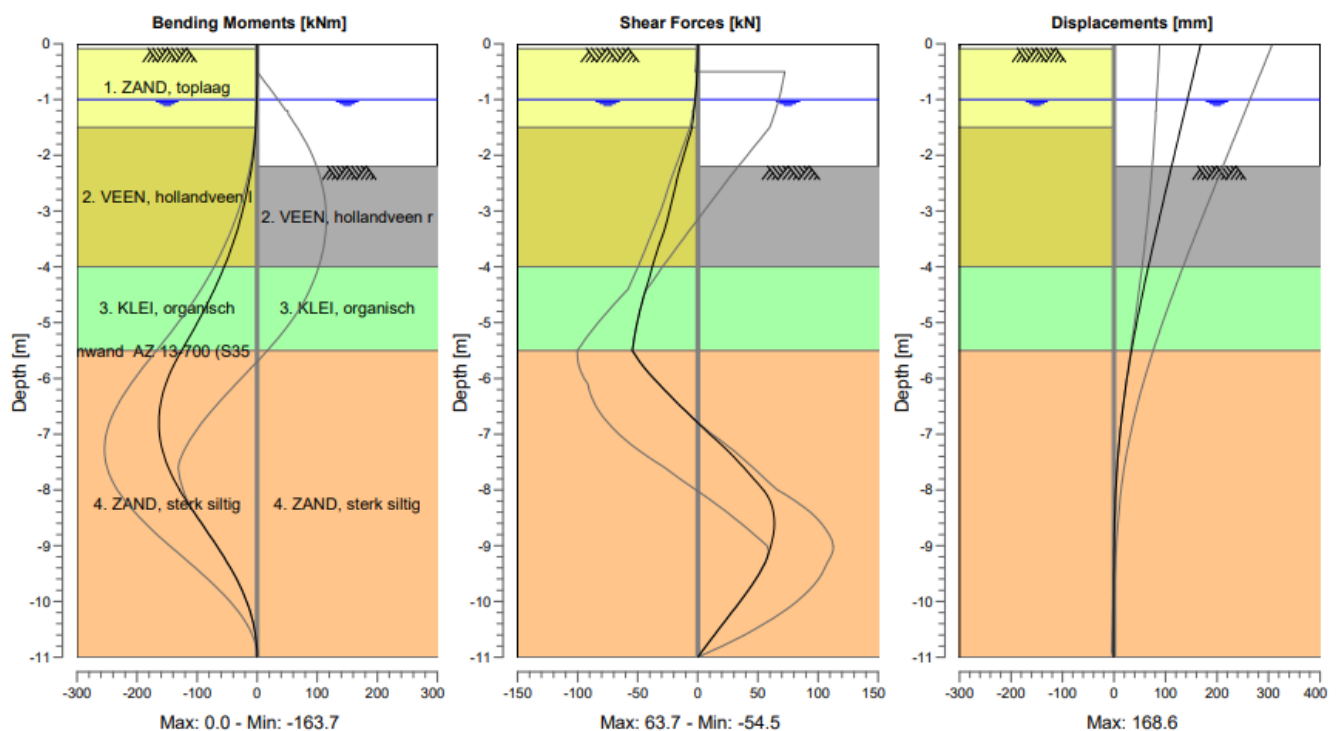


Grafische resultaten damwandberekeningen voor doorsnede 6 – fase BGT

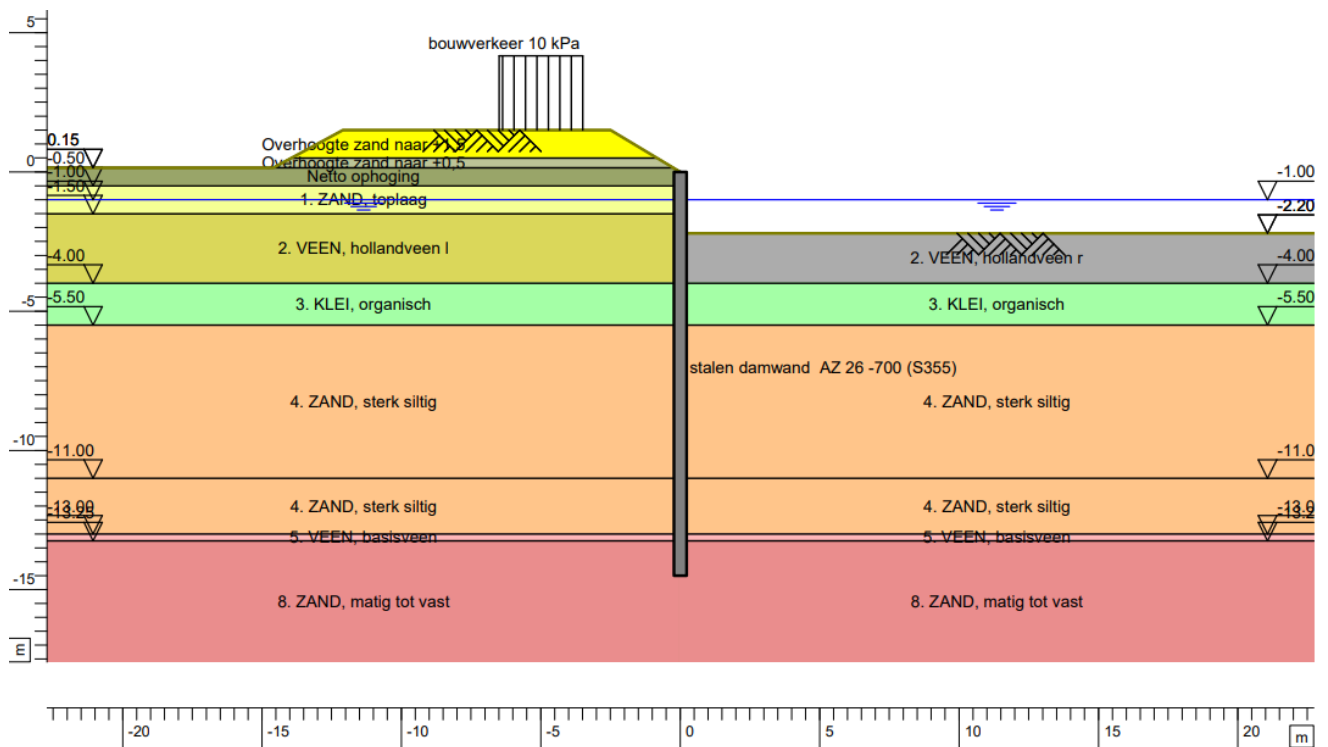


Moments/Forces/Displacements - Stage 2: Gebruiksfas

Step 6.5 - Partial factor set: RC 1

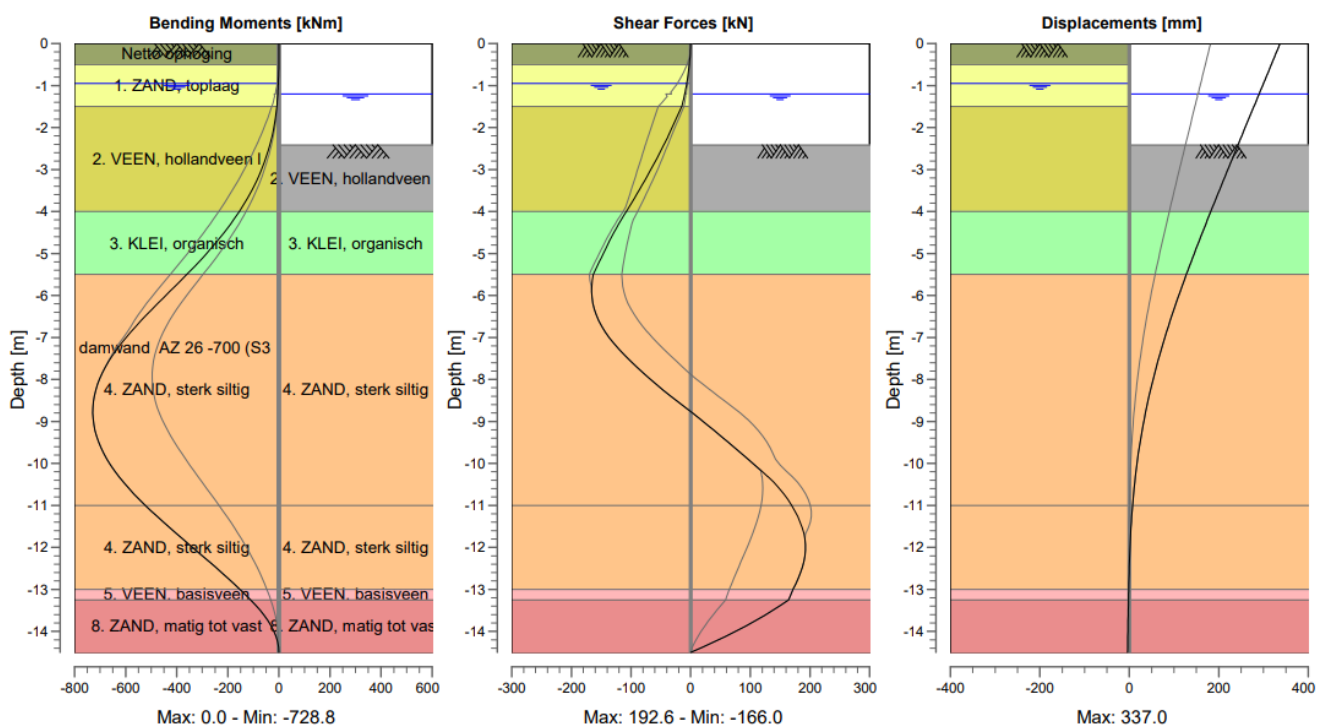


Grafische resultaten berekeningen vrijstaande damwand doorsnede 6 – fase UGT

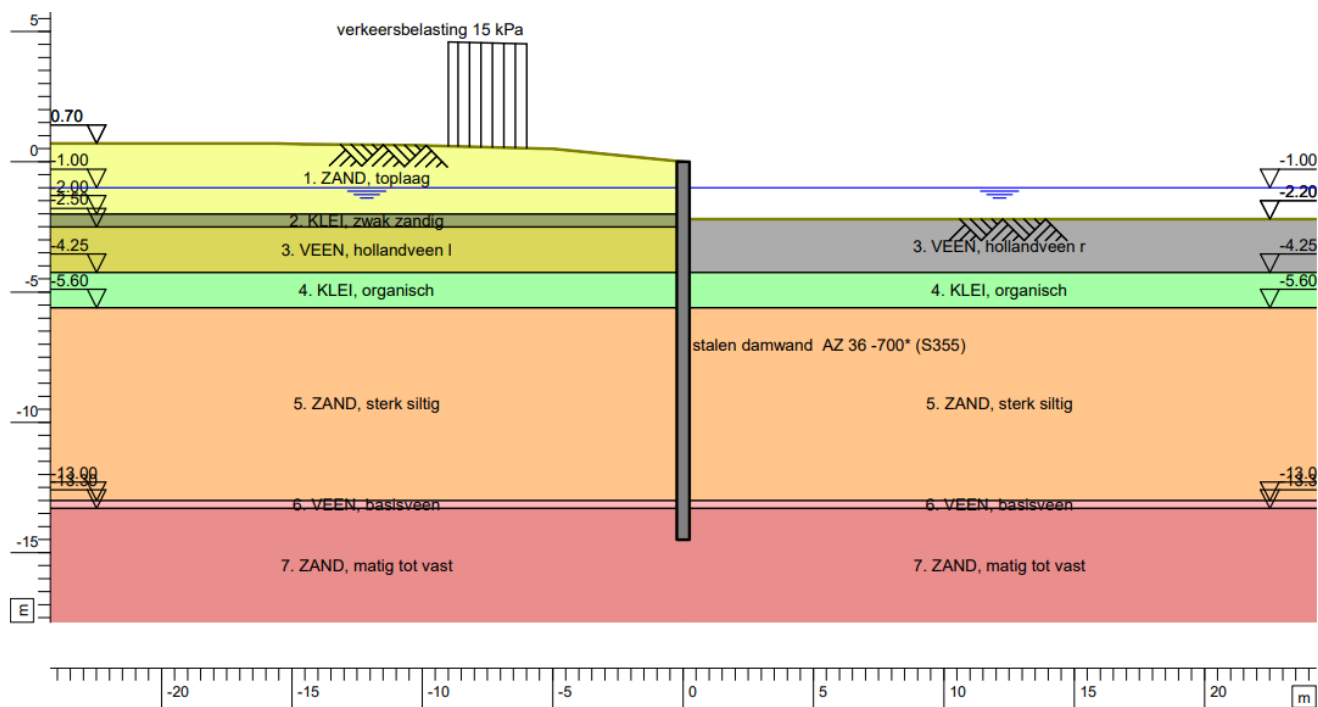


Moments/Forces/Displacements - Stage 2: Bouwfase 2

Step 6.3 - Partial factor set: RC 1

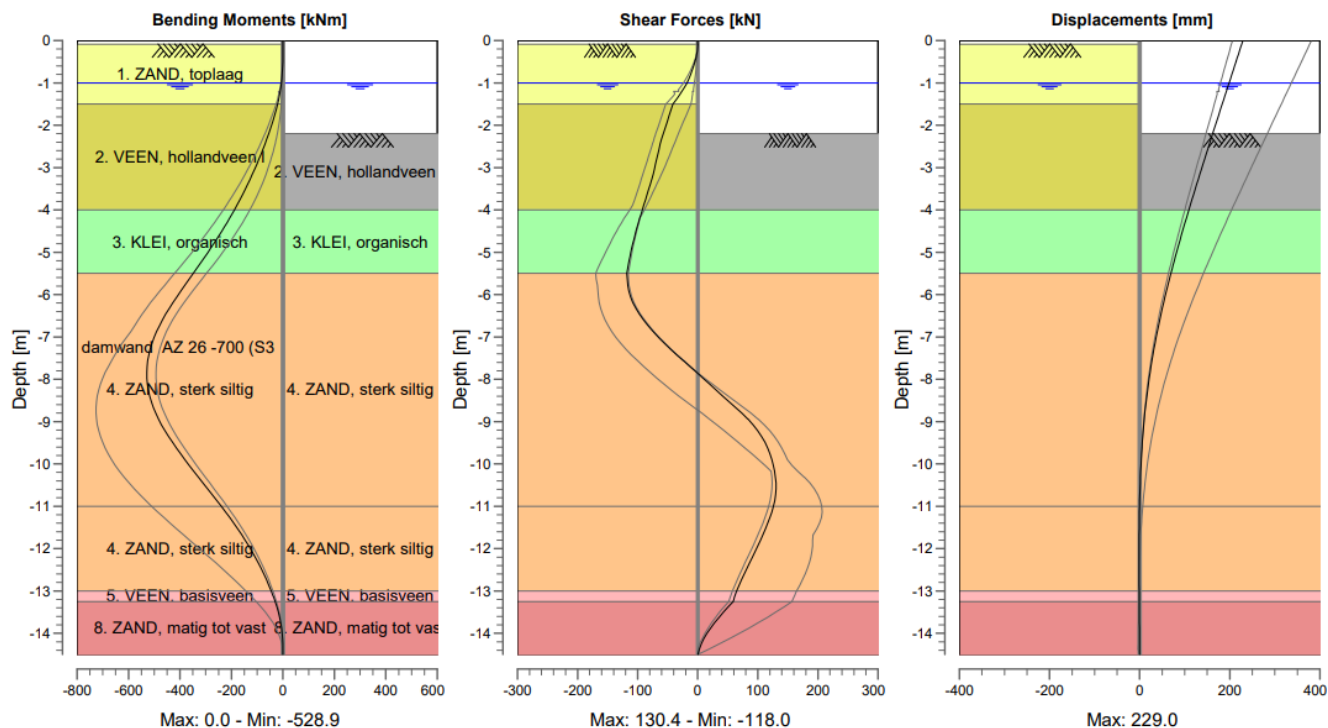


Grafische resultaten berekeningen vrijstaande damwand doorsnede 6 – fase BGT

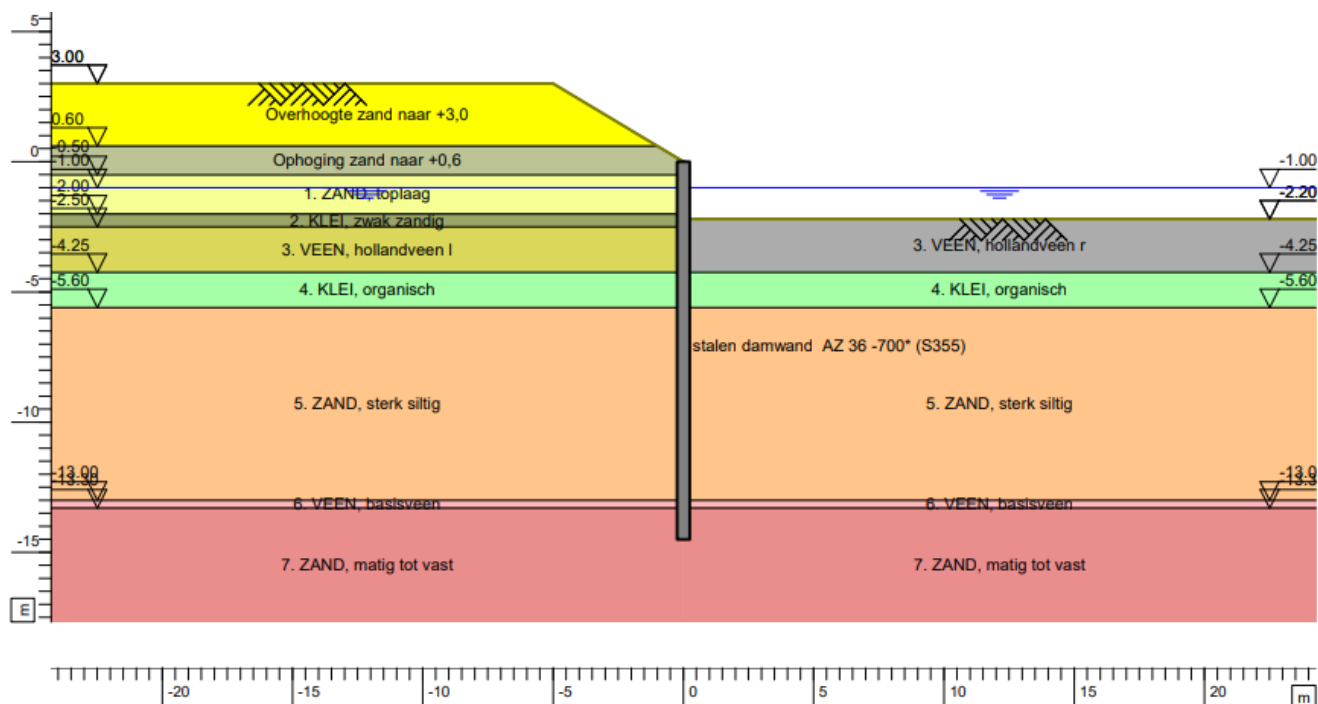


Moments/Forces/Displacements - Stage 4: Gebruiksfasen 2

Step 6.5 - Partial factor set: RC 1

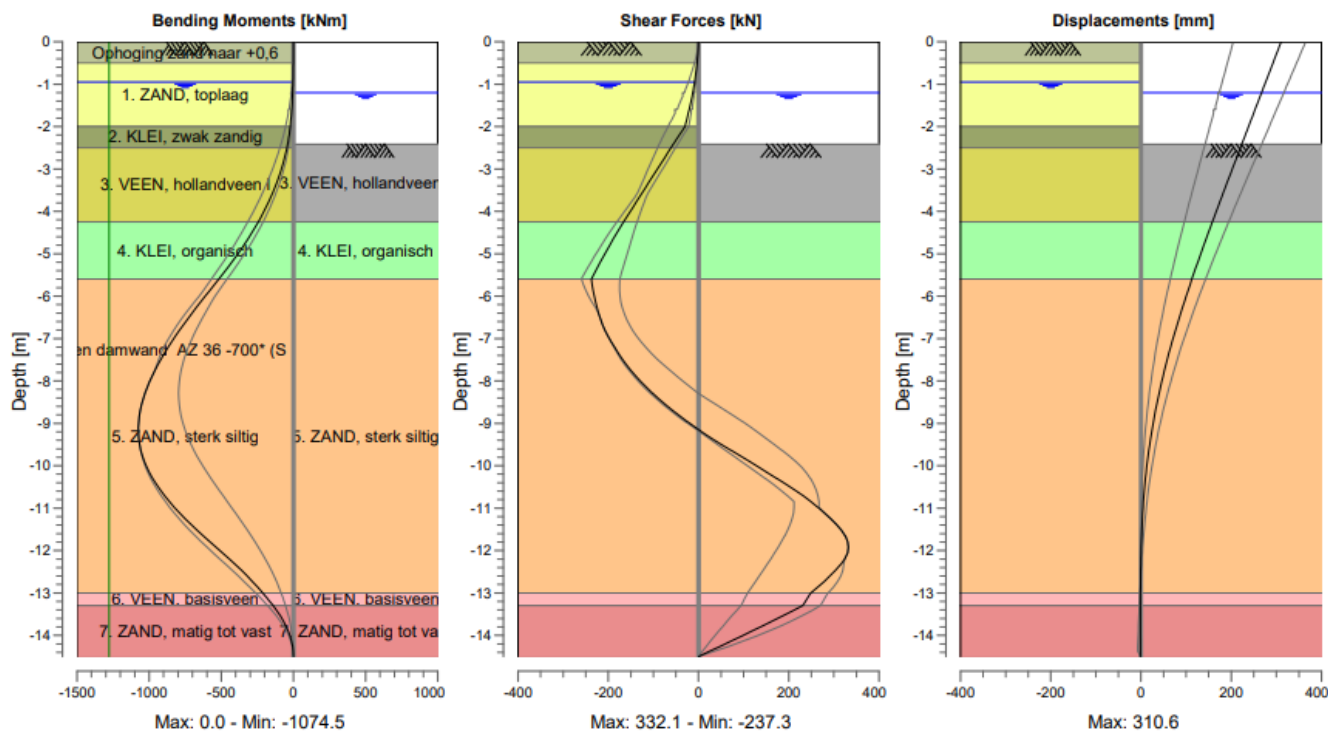


Grafische resultaten berekeningen vrijstaande damwand doorsnede 1 – fase UGT

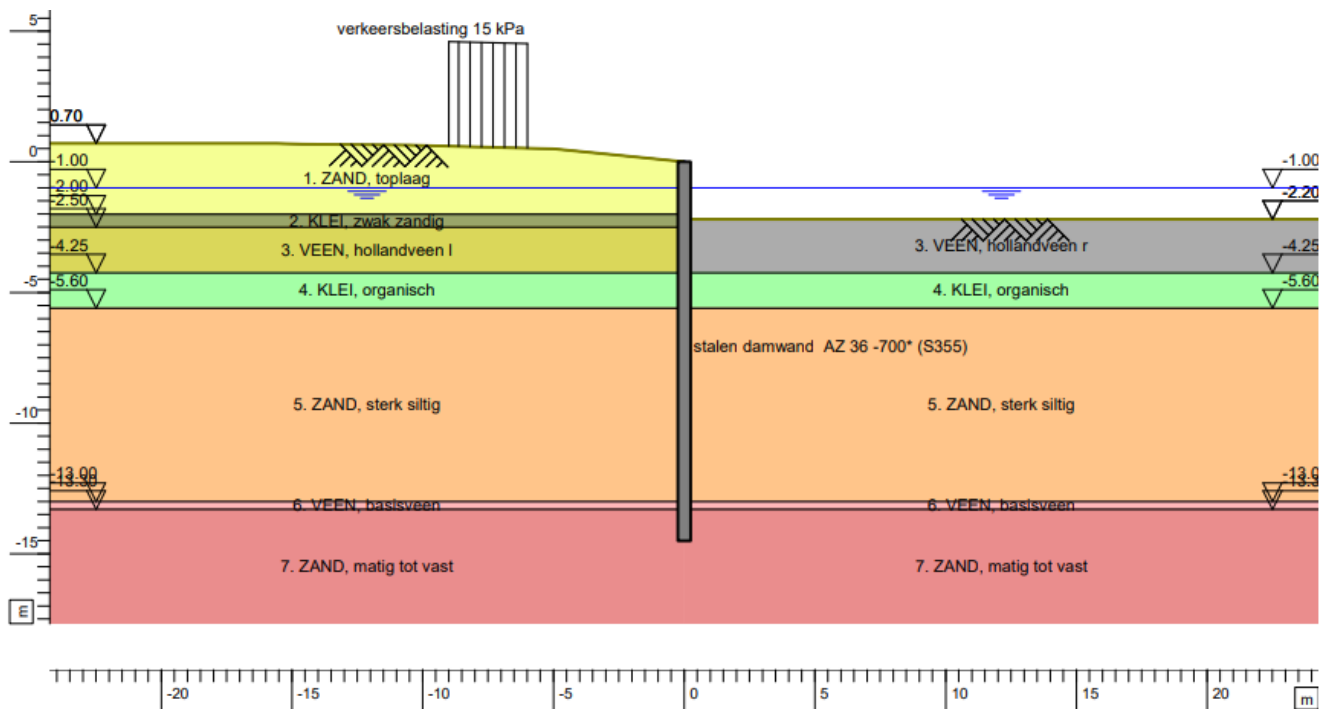


Moments/Forces/Displacements - Stage 1: Bouwfase

Step 6.4 - Partial factor set: RC 1

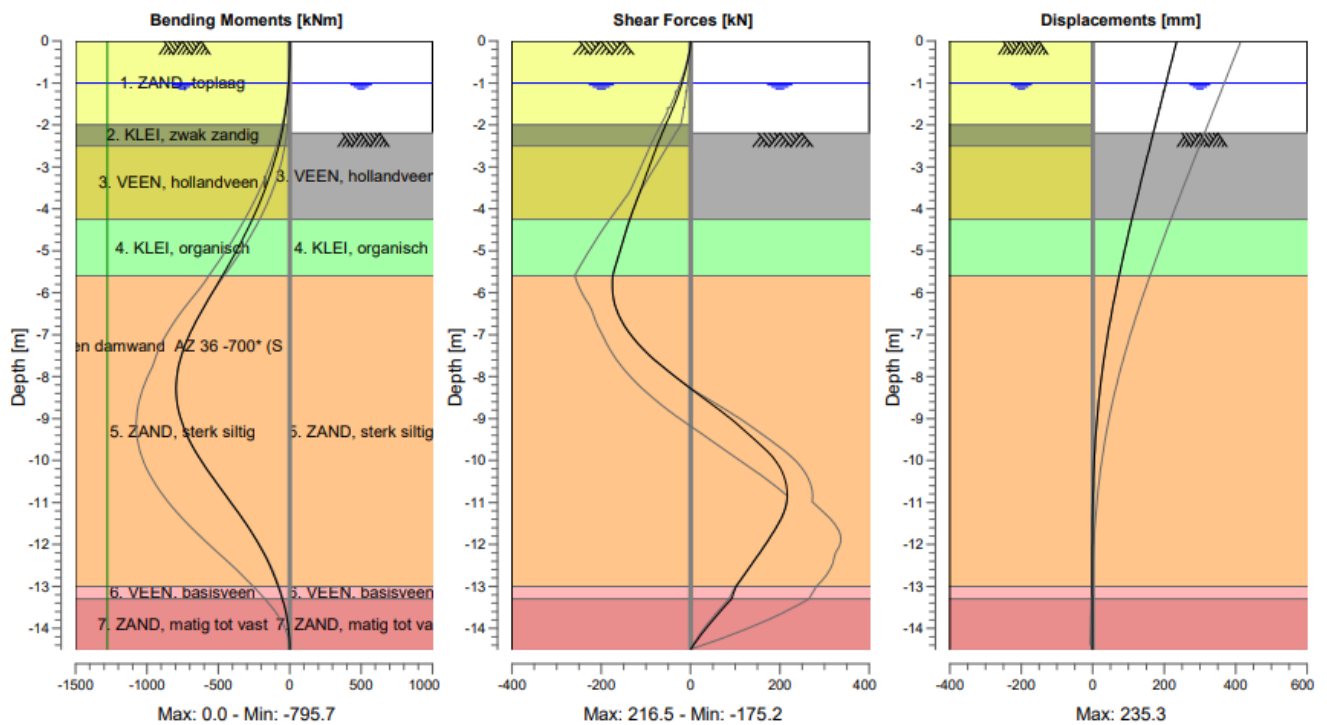


Grafische resultaten berekeningen vrijstaande damwand doorsnede 1 – fase BGT



Moments/Forces/Displacements - Stage 2: Gebruiksfas

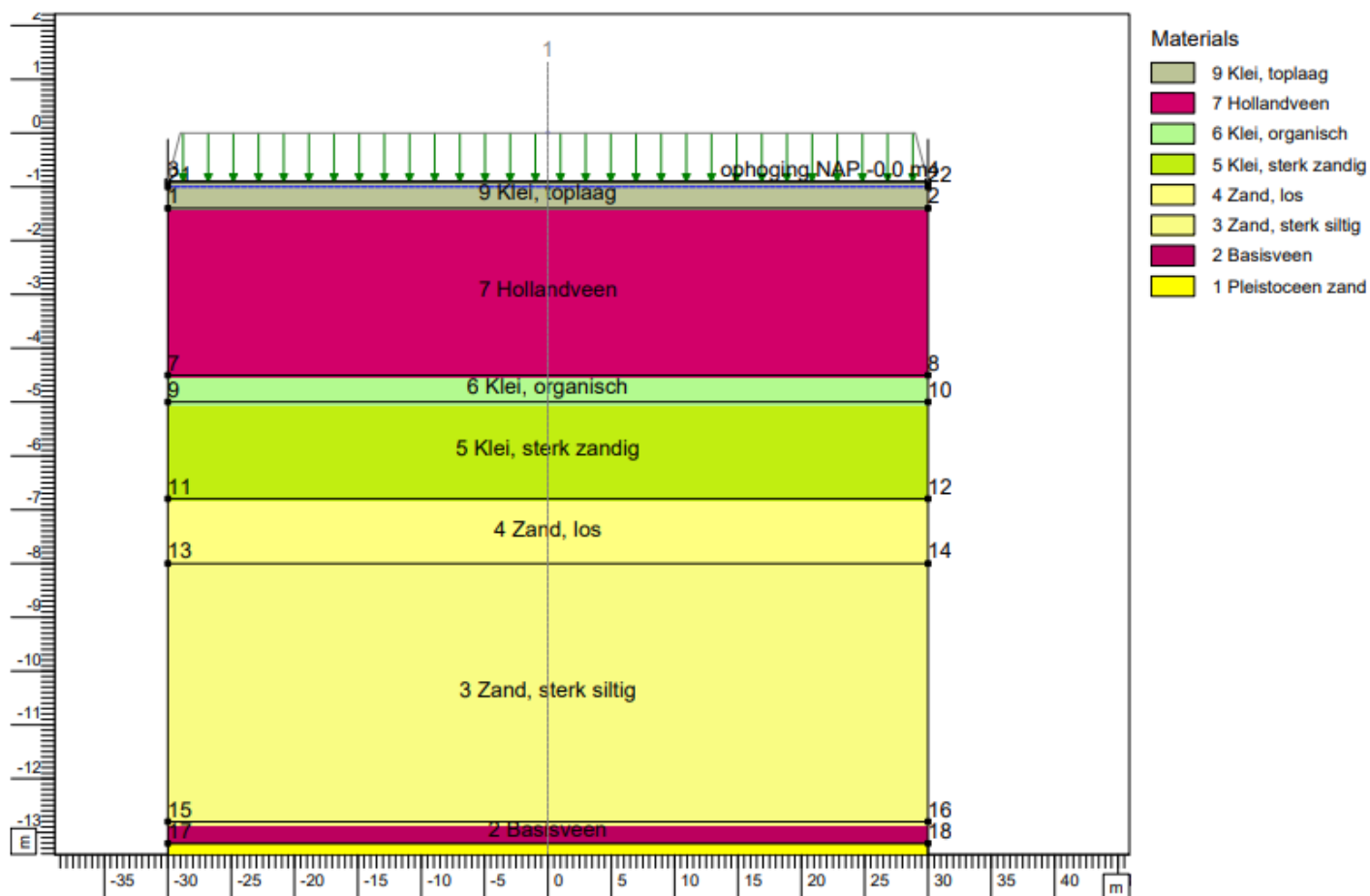
Step 6.5 - Partial factor set: RC 1



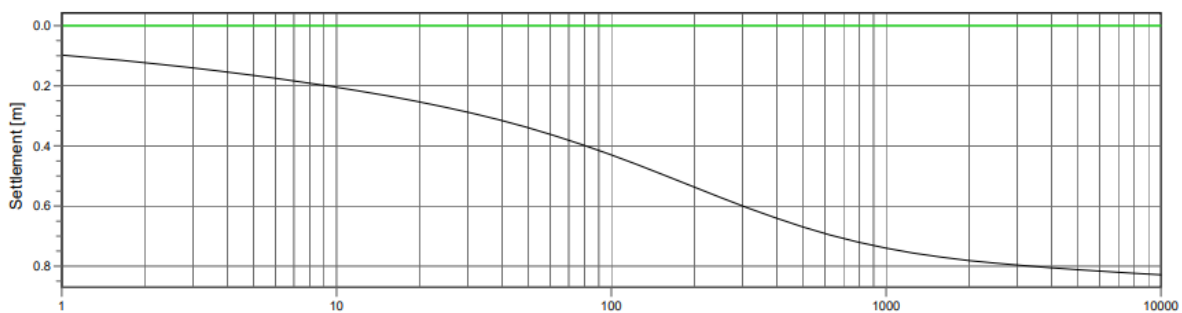
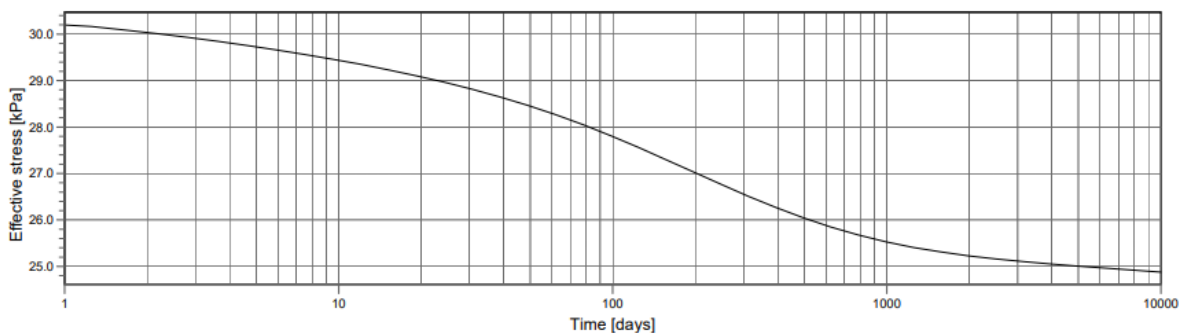
Bijlage D

Resultaten zettingsberekeningen

Resultaten zettingsberekening **eindzetting** Overtuinen randzone veld B



Time-History

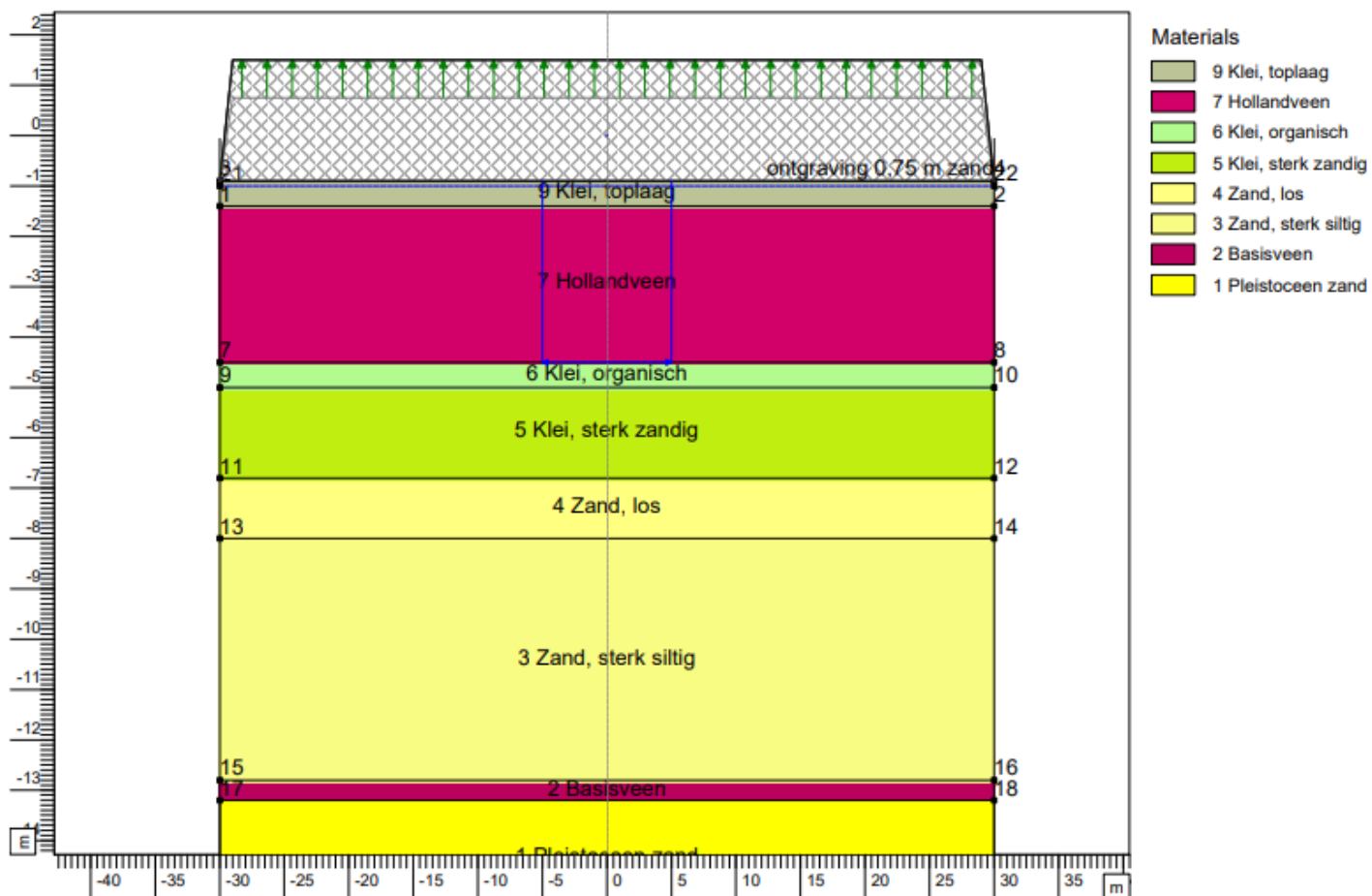


Vertical 1 (X = 0.000 m; Z = 0.000 m)
Method = NEN - Bjerrum with Darcy

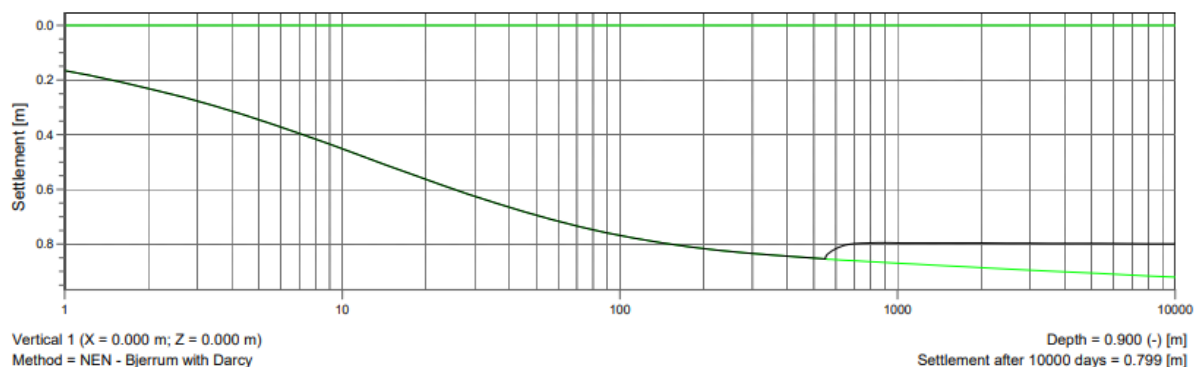
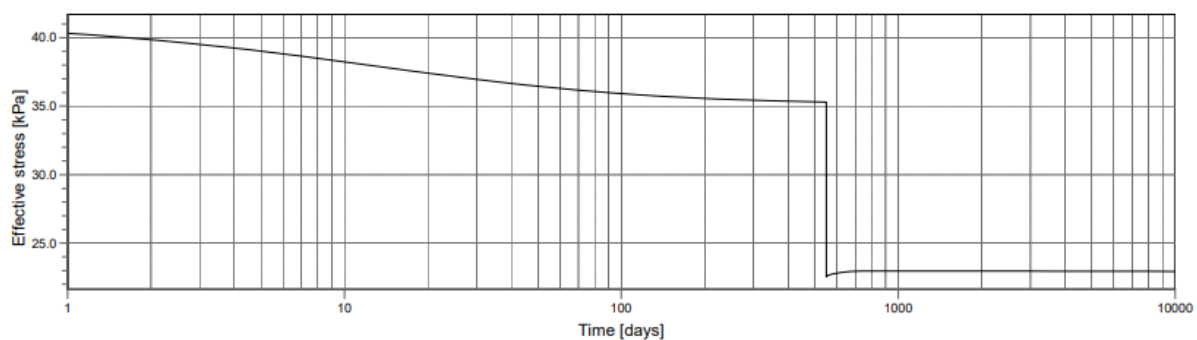
Depth = 0.900 (-) [m]
Settlement after 10000 days = 0.829 [m]

Blijvende ophoging op niveau NAP +0,0 m : berekende eindzetting bedraagt 0,83 m

Resultaten zettingsberekening voorbelasting met VD - Overtuinen randzone veld B

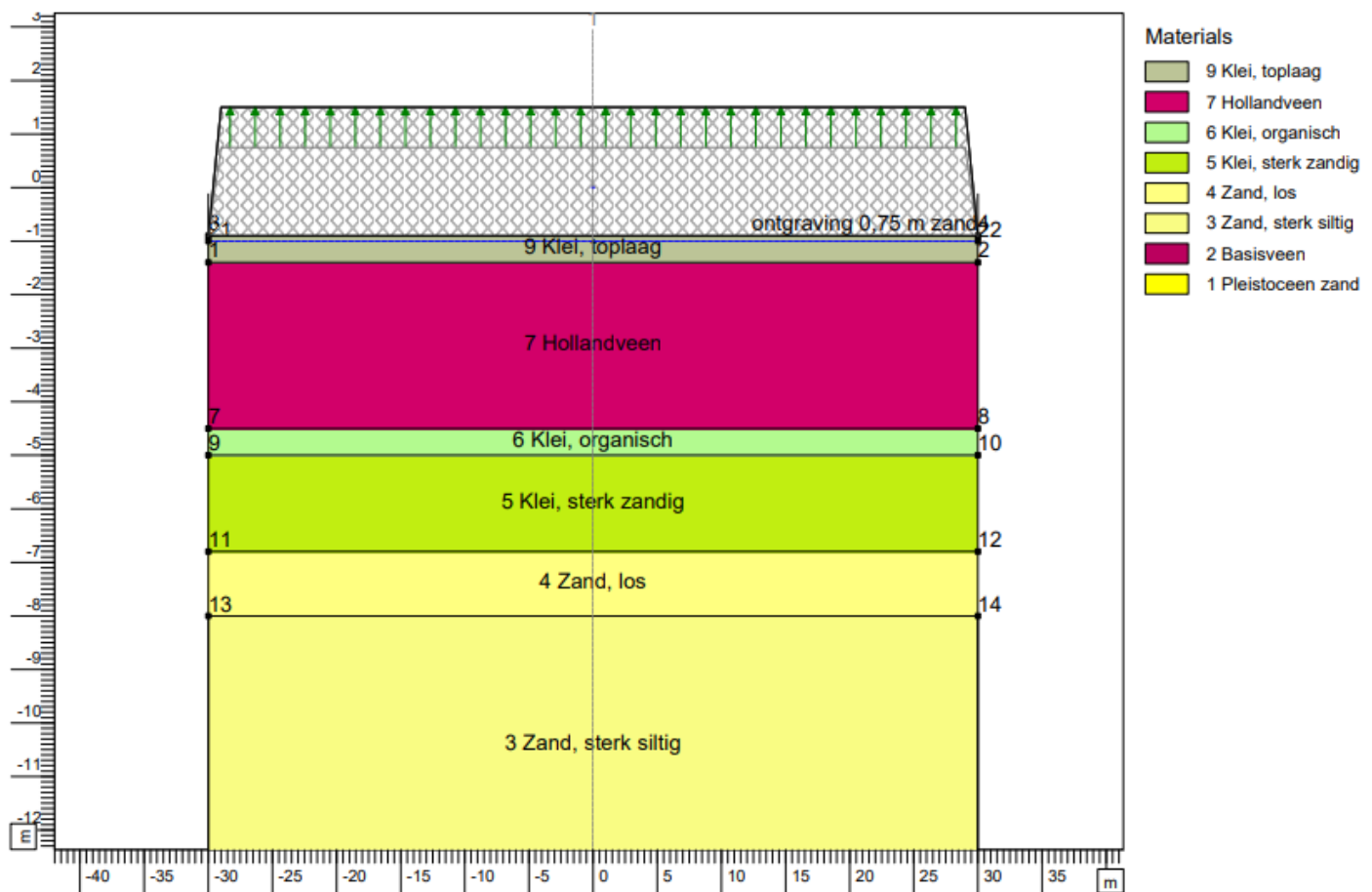


Time-History

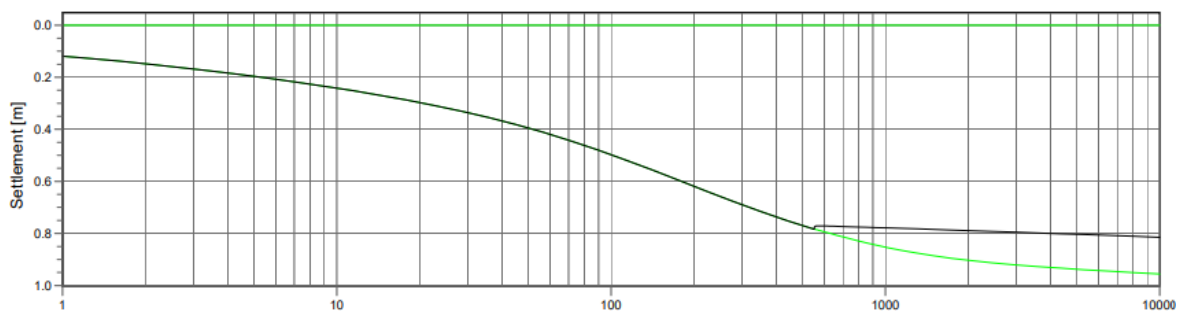
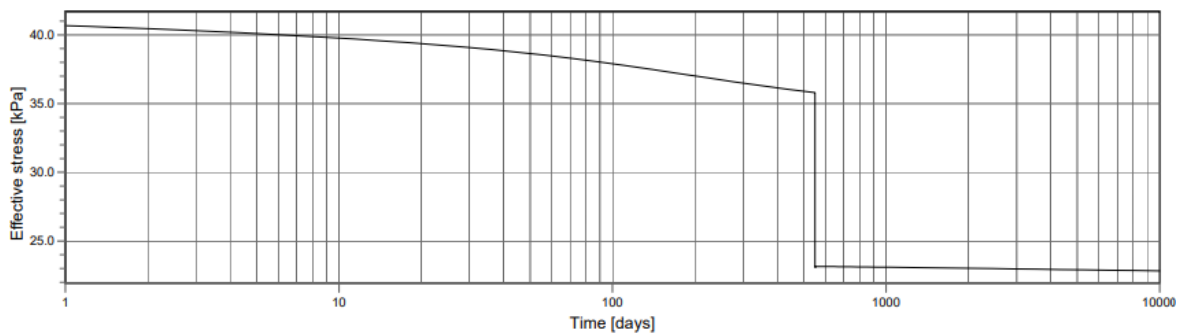


Voorbelasting NAP +1,5 m met vert. drains : berekende restzetting is nagenoeg nihil

Resultaten zettingsberekening voorbelasting zonder VD - Overtuinen randzone veld B



Time-History



Vertical 1 (X = 0.000 m; Z = 0.000 m)
Method = NEN - Bjerrum with Darcy

Depth = 0.900 (-) [m]
Settlement after 10000 days = 0.815 [m]

Voorbelasting NAP + 1,5 m zonder vert. drains : berekende restzetting is circa 0,05 m